

- 1950 -

# ATTI E RASSEGNA TECNICA

DELLA SOCIETÀ DEGLI INGEGNERI E DEGLI ARCHITETTI IN TORINO

RIVISTA FONDATA A TORINO NEL 1867



**FIAT**  
TORINO

NUOVA SERIE - ANNO IV - N. 4-5 APRILE-MAGG. 1950

## SOMMARIO

### ATTI DELLA SOCIETÀ

<i>Adunanza generale del 29 marzo 1950</i>	pag. 45
CONFERENZE:	
<i>Conferenza sul nuovo regolamento edilizio</i>	» 45
<i>Conferenza dell'Ing. P. L. Nervi</i>	» 45
NOTIZIARIO DEGLI ORDINI	» 46
<i>Nuovo Consiglio Direttivo nell'ordine degli Ingegneri di Torino</i>	» 46
<i>Difesa del titolo</i>	» 46

### RASSEGNA TECNICA

A. GIANNELLI - <i>Il comportamento nelle variazioni termiche stagionali del Ponte Risorgimento in Roma</i>	pag. 47
A. CAVALLARI-MURAT - <i>Osservazioni e considerazioni su tre vecchi ponti tipo Hennebique</i>	» 49
A. CAVALLARI-MURAT - <i>Contributo torinese alla storia dell'evoluzione dei ponti del tipo Risorgimento</i>	» 56
C. CODEGONE - <i>Notizie sul condizionamento dell'aria</i>	» 60
L. STRAGIOTTI - <i>Le pressioni dei terreni nella tecnica della coltivazione mineraria</i>	» 62
L. STRAGIOTTI - <i>Su alcune caratteristiche delle sospensioni granulari nella preparazione dei minerali</i>	» 68
VARIANTI 1950 AL REGOLAMENTO EDILIZIO DELLA CITTÀ DI TORINO	» 71
INFORMAZIONI:	
<i>Unificazione dei serramenti in legno</i>	» 76
<i>Fondazione Luigi Losana</i>	» 76

**Società  
per Azioni  
Unione  
Cementi  
MARCHINO  
& C.**

★  
**Casale Monferrato**

COMITATO DI REDAZIONE - *Direttore*: Cavallari-Murat Augusto - *Membri*: Barbero Francesco; Bono Gaudenzio; Codegone Cesare; Cravero Roberto; Dardanelli Giorgio; Pozzo Ugo; Selmo Luigi; Zignoli Vittorio - *Segretario di Redazione*: Rava Sergio.

Publicazione mensile inviata gratuitamente ai Soci della Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino. - Per i non Soci: un numero separato L. 400 - Abbonamento annuo L. 3.000.

Organizzazione pubblicitaria ed amministrazione: Via Vanchiglia, 24 - Torino (216)  
Redazione e abbonamenti: PALAZZO CARIGNANO - TORINO

**A. F. S.****APPARECCHI PER FONDAZIONI SUBACQUEE****Impresa per scavi in aria compressa**

TORINO - Corso Vittorio Emanuele, 66 - Telefono 5.17.50

Estrazione dei materiali di scavo dai cassoni per  
fondazioni subacquee con pompe ad aria compressa

*Lavori eseguiti:*

- \* Fondazioni ponte ferroviario sul Ticino a Pavia
- \* Fondazioni ponte stradale coperto sul Ticino a Pavia
- \* Fondazioni ponte stradale sul Tagliamento a Latisana
- \* Fondazioni edificio centrale idroelettrica sul Tevere a Castel Giubileo

*Lavori in corso:*

- \* Fondazioni edificio centrale idroelettrica sul Po a Torino
- \* Fondazioni ponte stradale sul Rodano a Mondragon (Francia)

**C. I. S. I.****Centro Italiano Studi Idraulici e Complementari**

TORINO - Corso Vittorio Emanuele, 66 - Telefono 5.17.50  
CUNEO - Piazza Duccio Galimberti, 6 - Telefono 24.19

**PROGETTAZIONI - STUDI - CONSULENZE**

## ADUNANZA GENERALE ORDINARIA DEL 29 MARZO '950

**Presidenza:** DEZZUTTI.

Sono presenti 31 soci.

Letto ed approvato il verbale dell'adunanza 24 gennaio 1950 il Vicepresidente Dezzutti comunica che a sensi delle deliberazioni 16 febbraio 1949 dell'adunanza generale e 24 febbraio 1949 del Comitato Dirigente le funzioni di Presidente della Società, in attesa della nomina del Presidente effettivo, sono state

da lui assunte a partire dal 1° marzo in base al deciso avvicendamento annuale col Vicepresidente Anselmetti.

Informa quindi che si stanno svolgendo trattative con Ditte competenti per la pubblicazione nell'anno 1950 della rivista « Atti e Rassegna tecnica », alla quale i Soci dovrebbero maggiormente collaborare, e comunica pure lo stadio in cui si trova la questione della nuova sede sociale.

Dopo di ciò il Tesoriere Goffi presenta il conto consuntivo sociale dell'esercizio 1949 come segue riassunto:

	ENTRATE	USCITE
Art. 1. Avanzo della gestione 1948 . . . . .	L. 19.117,20	
» 2. Quote arretrate 1948 . . . . .	» 52.380	
Quote anno 1949 . . . . .	» 747.100	
Metà quota 1950 . . . . .	» 1.500	
» 3. Impreviste e varie . . . . .	» 57.693,60	
» 4. Rimborsi dagli Ordini . . . . .	» 191.895	
» 5. Affitto locali . . . . .	»	35.750
» 6. Illuminazione . . . . .	»	20.850
» 7. Riscaldamento . . . . .	»	114.663,50
» 8. Manutenzione e arredamento . . . . .	»	2.735
» 9. Stipendio fattorino . . . . .	»	182.000
» 10. Stipendio personale Segreteria . . . . .	»	156.000
» 11. Trams fattorino . . . . .	»	20.945
» 12. Spese postali . . . . .	»	41.515
» 13. Circolari e stampati . . . . .	»	28.041
» 14. Cancelleria . . . . .	»	7.591
» 15. Riviste, giornali, contributi A.R.C. . . . .	»	8.810
» 16. Varie eventuali e impreviste . . . . .	»	115.483
» 17. Telefono . . . . .	»	15.561,50
<b>TOTALI</b> L. 1.069.685,80		<b>749.945,00</b>
In cassa a pareggio al 31-12-49		<b>319.740,80</b>
<b>TOTALI</b> L. 1.069.685,80		<b>1.069.685,80</b>

L'Adunanza approva senza discussioni ad unanimità il conto consuntivo sociale come sopra riportato, quindi, sentite le informazioni del Presidente sugli studi in corso presso l'Amministrazione comunale per la compilazione del nuovo

regolamento edilizio riconosce l'opportunità che la Società se ne interessi in modo speciale incaricando l'ing. Dezzutti di provvedere al riguardo nel modo che riterrà migliore.

## CONGRESSI

Nel prossimo settembre avranno luogo in Bologna solenni onoranze per il centenario della nascita di Augusto Righi.

In questa occasione verranno tenuti nella stessa città di Bologna, nel periodo dal 14 al 30 settembre 1950, numerosi congressi scientifici internazionali e nazionali fra i quali quelli delle Associazioni Termotecnica, Aeorotecnica e dell'Automobile.

A ricordare l'attività svolta da Augusto Righi sarà allestita dal 16 al 30 una Mostra internazionale di applicazioni

della elettricità, che avrà sede presso la Facoltà di Ingegneria.

### Temi generali dei Congressi.

**IX Congresso Nazionale A.I.D.A.:** Le applicazioni della elettricità nella aviazione.

**III Congresso Nazionale A.T.A.:**  
 a) evoluzione dell'insieme: motore-trasmissione; b) evoluzioni e metodo di calcolo delle carrozzerie monolitiche; c) la progettazione e la manutenzione dell'autoveicolo sotto l'aspetto sicurezza.

**V Congresso Nazionale A.T.I.:** a) recuperi termici; b) corrosioni negli impianti termici; c) centrali termoelettriche.

## CONFERENZE

### Conferenza sul nuovo regolamento edilizio e sul nuovo piano regolatore.

La sera del 26 aprile 1950 l'Architetto Mario Dezzutti, corrispondendo alle richieste di molti dei nostri Soci di essere messi a giorno dello stato attuale degli studi per il nuovo regolamento edilizio e per il Piano regolatore di Torino ha tenuto su tale argomento una chiara e interessante conversazione.

Dopo aver esposto le ragioni che impongono che ogni centro abitato sorga, si amplii secondo le direttive precise espresse in un Piano regolatore e nei Regolamenti edilizio e d'igiene, ha dato notizia di quanto è stato fatto e si sta facendo a Torino per giungere ad un nuovo Piano regolatore redatto secondo le più moderne e pratiche direttive della Urbanistica affiancandolo con un Regolamento che ne sia davvero il coronamento e il razionale interprete.

Gli intervenuti hanno poi partecipato alla discussione che è terminata con la richiesta che in avvenire si tengano altre conversazioni su tale argomento per poter affiancare lo studio delle Autorità municipali.

### CONFERENZA dell'Ing. L. NERVI

Con pronta cortesia, aderendo all'invito del gruppo Architetti, il Prof. Ing. Luigi Nervi, la sera del 25 maggio 1950 ha tenuto nel salone di via Bertola 55 una conferenza sul tema « Struttura prestante del Palazzo delle Esposizioni di Torino ».

Poichè il Prof. Nervi oltrechè geniale progettista è egli stesso valentissimo costruttore e realizzatore delle sue strutture, alla conferenza vennero invitati anche i costruttori edili torinesi.

Più che una conferenza, è stata quella del Prof. Nervi una efficace conversazione, densa di dati esposti con semplicità.

Ai vivissimi e cordiali applausi dei presenti, la nostra Società, in unione al Collegio dei Costruttori di Torino aggiunge da questa Rivista i ringraziamenti più cordiali al Conferenziere.

## NUOVO CONSIGLIO DIRETTIVO NELL'ORDINE DEGLI INGEGNERI DI TORINO

È stato eletto il nuovo Consiglio Direttivo nelle persone dei Colleghi: FRISA Angelo, GAY Corrado, GIBERTI Antonio, GOFFI Achille, JACAZIO Franco, MOLLINO Eugenio, PILUTTI Aldo, VILLANOVA Antonio, ZIGNOLI Vittorino.

Le cariche sono state distribuite come segue:

Dr. Ing. Prof. ZIGNOLI Vittorino *Presidente*  
 Dr. Ing. Prof. PILUTTI Aldo *Vice Pres.*  
 Dr. Ing. Prof. GOFFI Achille *Segretario*  
 Dr. Ing. Prof. FRISA Angelo *Membro*  
 Dr. Ing. Prof. GAY Corrado  
 Dr. Ing. Prof. GIBERTI Antonio  
 Dr. Ing. Prof. JACAZIO Franco  
 Dr. Ing. Prof. MOLLINO Eugenio  
 Dr. Ing. Prof. VILLANOVA Antonio

## DIFESA DEL TITOLO

L'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino nella sua azione per la tutela della professione, ha fatto pervenire le seguenti lettere:

In data 9 luglio 1950:

Ai Sindaci dei Comuni della Provincia di Torino con oltre diecimila abitanti:

« Quest'Ordine si permette far presente a V.S. che con R.D. 11-2-1929 n. 274 concernente il regolamento della professione di Geometra (Decreto non abrogato quindi valido ad ogni effetto) stabilisce che le mansioni di perito Comunale per le questioni tecniche ordinarie per i Comuni con popolazione oltre i diecimila abitanti devono essere svolte da un Ingegnere laureato nei Politecnici e nel-

« le Scuole di Ingegneria Italiane. Quest'Ordine inoltre deve anche richiamarsi alla circolare n. 11568 della Prefettura di Torino in data 23 marzo 1948 ed a quella successiva 15 giugno 1948 che specificano dettagliatamente i campi di attività professionale dei Geometri e degli Ingegneri laureati. Si prega V.S. di voler dare disposizione al competente ufficio tecnico perchè vengano osservate tali disposizioni ad evitare i richiami che questo Ordine riceve dai suoi iscritti in merito alla presentazione di progetti ed all'affidamento degli incarichi, a professionisti non laureati, ai quali non competano a mente delle disposizioni sopra ricordate. Si gradirà da V.S. un cenno di ricevuta. Qualora fossero necessari maggiori chiarimenti sulla interpretazione delle suaccennate disposizioni di tutela del titolo di Ingegnere, quest'Ordine è a disposizione di V.S. ».

In data 10 luglio 1950:

Al Procuratore alle opere pubbliche del Piemonte - Torino ed all'Ingegnere Capo dell'Ufficio del Genio Civile - Torino:

« E' stata ancora richiamata, e a più riprese, l'attenzione di questo Ordine sulla circostanza che alcune Sezioni di Uffici Pubblici che svolgono importantissime funzioni tecniche, che involgono gravi responsabilità, non sono rette da Ingegneri laureati e che inoltre in alcune di queste Sezioni vi sono Ingegneri in sottordine di tecnici non laureati. Quest'Ordine, che non può non preoccuparsi di quanto ha attinenza alla tutela, valorizzazione e dignità del titolo di Ingegnere, si permette di richiamare l'attenzione di V.S. su tali fatti e prega di volersi interessare perchè vengano corrette delle situazioni talvolta delicate e di contrasto fra professionisti non esattamente valutati secondo i loro studi

« e la loro preparazione tecnica. Questo Ordine sarà grato di un cortese cenno di interessamento da parte di V.S. ».

In data 10 luglio 1950:

Al Sindaco della Città di Torino:

« Oggetto: Rilascio di permessi municipali di nuove costruzioni. Quest'Ordine riceve sempre più vivi rilievi sui gravissimi ritardi con i quali vengono rilasciati i permessi municipali di nuove costruzioni. Si è rilevato fra l'altro che ad aumentare tale ritardo sussiste una prescrizione per la quale il progetto delle opere in cemento armato deve essere presentato soltanto dopo che è stato approvato il permesso generale. Quest'Ordine che offre tutta la propria collaborazione agli Uffici Municipali per richiamare i propri iscritti all'osservanza di tutte le norme e prescrizioni municipali, non può non preoccuparsi del giusto rilievo relativo ai sopra ricordati ritardi, che sono di grave danno al libero svolgimento della professione e dello sviluppo della costruzione e risoluzione del problema della abitazione e della occupazione operaia. Si permette, pertanto, di esporre quanto sopra con viva preghiera di accogliere i giusti desideri dei Professionisti, che collimano con gli interessi generali e della Città ».

In data 10 luglio 1950:

Al Sindaco della Città di Torino

« Oggetto: Regolamento Edilizio e di Igiene. - In attesa della redazione di un nuovo Regolamento di Igiene ed Edilizia, sarebbe desiderio della Classe dei Professionisti Ingegneri ed utilissimo a dirimere tante personali interpretazioni delle vecchie norme e deroghe, di potere riunire sia pure temporaneamente in una specie di testo unico le norme e deroghe alle quali i progetti devono sottostare e delle quali possono fruire. L'Ordine si fa interprete di tale giustificato desiderio, che del resto dovrebbe dirimere molti contrasti e repliche ed erari e dichiarare fin d'ora che sarà lieto eventualmente di collaborare a tale coordinamento di prescrizioni e deroghe e sarà sua premura di fare conoscere tale complesso unificato sia pure di valore transitorio ai suoi iscritti perchè vi si attengano doverosamente. Sarà questo un modo di ridurre ed annullare le trasgressioni che si sono lamentate in questi ultimi tempi, non sempre dovute alla precisa volontà del professionista ».

### Terzo convegno degli Ingegneri Industriali italiani

Si terrà al Politecnico di Milano nei giorni 3-4-5 novembre 1950.

La quota di iscrizione per gli Ingegneri iscritti alla Società degli Ingegneri ed Architetti di Torino è di L. 250.

Per informazioni: Collegio degli Ingegneri di Milano  
 Corso Venezia, 35.

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

## Il comportamento nelle variazioni termiche stagionali del Ponte Risorgimento in Roma

L'A., professore ordinario di Scienza delle Costruzioni all'Università di Roma, descrive le lesioni verificatesi una quindicina di anni fa nei costoloni del celebre ponte del Risorgimento (ponte di 100 m. di luce, autore Hennebique, costruzione dell'impresa Porcheddu negli anni 1910-1911).

Descrive inoltre le esperienze predisposte ed effettuate per studiare il comportamento termico del ponte. Trae deduzioni qualitative (rotazione e traslazione orizzontale delle sezioni d'imposta e di spalla, respiro delle lesioni e distacchi tra raccordo circolare e costoloni, dissimmetria delle rotazioni delle verticali) e deduzioni quantitative (deformazioni indipendenti dal modulo d'elasticità, necessità di non trascurare gli spostamenti delle spalle, comportamento elastico dell'insieme arco - spalle - terreno).

### Premesse.

Il ponte del Risorgimento è, come è noto, ad arcata unica con intradosso circolare della luce di m. 100 e freccia di m. 10,00 (fig. 1).

La struttura, a sezione tubolare di cemento armato, è costituita da n. 7 costoloni che collegano il solettone di intradosso all'impalcato. Lo spessore del solettone di intradosso varia da cm. 20

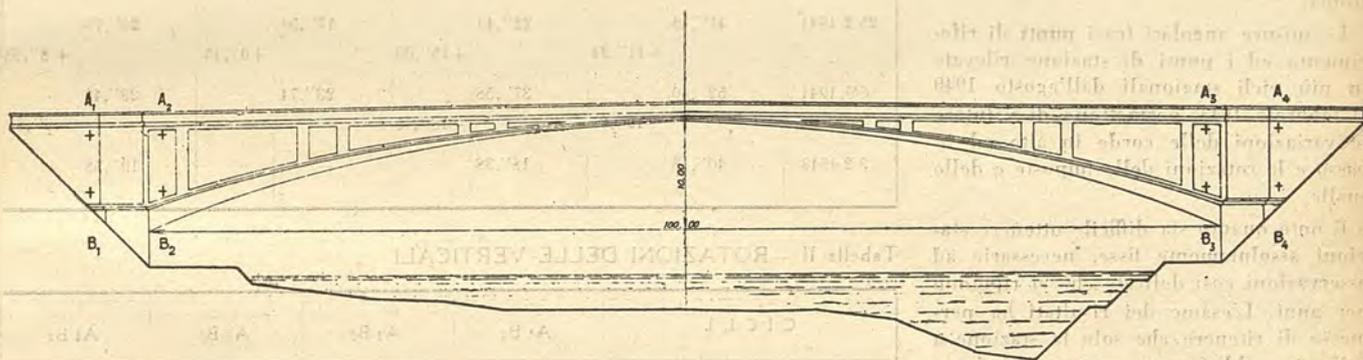
di intradosso e lungo il bordo superiore dei costoloni, sotto l'impalcato. I costoloni sono armati con un'armatura secondaria costituita da una doppia rete a lati verticali ed orizzontali.

L'opera fu costruita negli anni 1910 e 1911, e presenta tuttora, come si vedrà, un egregio comportamento, nonostante alcune lesioni riscontrate sui costoloni circa una quindicina di anni or sono.

Queste lesioni apparivano su tutti i costoloni al di là delle sezioni di impo-

comunicazione, e precisamente nel 1944, dette lesioni furono risarcite con cuciture trasversali. Altri distacchi si notano dall'esterno; essi separano, più specialmente in sommità, il raccordo circolare delle spalle dai costoloni frontali dell'arcata.

Si riferisce in questa nota su un primo gruppo di esperienze 1938-1943 intese ad esaminare il comportamento del ponte sotto l'azione delle variazioni termiche stagionali (1).



a cm. 50; lo spessore totale della struttura è in chiave m. 0,90, all'imposta m. 10,10.

La larghezza totale è di circa m. 20, ed aumenta a circa m. 28 in corrispondenza delle spalle con raccordi a quarto di cerchio.

Le spalle sono costituite dal prolungamento entro terra, per una lunghezza di circa m. 24 dall'imposta dei costoloni dell'arcata, oltre alle due costole corrispondenti ai muri frontali dell'allargamento; le spalle hanno profilo pressoché triangolare e sono fondate su pali Compresol.

L'armatura metallica principale è costituita da ferri correnti nel solettone

sta, e inclinate alquanto verso terra; esse avevano inizio all'incirca all'estradosso del solettone inferiore e salivano a ventaglio verso l'impalcato, dove si richiudevano. Di maggiore entità si presentavano quelle in riva sinistra e qui alcune biffe apposte nell'agosto 1938 furono trovate rotte il dicembre successivo, mentre quelle in riva destra erano integre.

Dopo le esperienze oggetto di questa

(1) Queste esperienze sono state inserite in una comunicazione presentata al III Congresso dell'AIPC Associazione Internazionale Ponti e Strutture, Liegi 1948, e pubblicata nel Vol. IX, 1949, pag. 197 delle Memorie dell'Associazione. Essa comprende prove di carico e tutte le indagini condotte dal 1938 al 1948 sulle deformazioni dovute alla temperatura.

### Descrizione delle esperienze.

Alcuni cubetti di calcestruzzo prelevati da una parete trasversale della spalla hanno fornito una idea delle principali caratteristiche di detto materiale nel 1937:

carico di rottura medio  $\sigma_c = 360 \text{ kg/cm}^2$ ; modulo di elasticità medio  $E = 400.000$  (per tensioni da 50 a  $100 \text{ kg/cm}^2$ )  $\text{kg/cm}^2$

Furono eseguite accurate livellazioni di numerosi punti sull'impalcato mediante livello Otto - Fennell con lastra pian-parallela (avente sensibilità di  $2''/8$  per parte di livella) e stadia di Invar.

Rilevati diversi termogrammi stagionali e giornalieri, fu riscontrata una temperatura interna praticamente costante

di + 7 °C durante le osservaioni invernali e di + 24 °C durante quelle estive.

Gli spostamenti verticali lungo il lato a monte sono risultati del tutto simmetrici di quelli a valle rispetto all'asse del ponte, ma con una leggera dissimmetria fra lato destro e lato sinistro con variazioni maggiori su quest'ultima semi-arcata.

Lo spostamento relativo fra chiave e imposte è risultato di circa mm. 29, l'errore essendo contenuto entro  $\pm 0,3$  millimetri.

Analoga livellazione giornaliera ha mostrato una buona proporzionalità col salto termico escludendo quindi l'influenza di apprezzabili cause disturbatrici stagionali durante il periodo delle osservazioni.

Sui paramenti esterni del ponte sono stati disposti (fig. 1) punti di riferimento costituiti da piastrine metalliche murate con incisa una crocetta, e precisamente due piastrine sull'arcata, su una verticale a circa cm. 75 dall'imposta, e due sulla spalla dopo il raccordo circolare, e ciò per ogni lato.

Relativamente a tali punti furono fatte osservazioni trigonometriche da due stazioni, a monte e a valle, disposte su pilastri in muratura; venne impiegato per tali osservazioni il teodolite universale geodetico Wild avente approssimazione di lettura di due centesimi di secondo (0",02): le osservazioni trigonometriche furono compiute dal Prof. C. Aquilina della Facoltà di Ingegneria di Roma.

Le misure angolari fra i punti di riferimento ed i punti di stazione rilevate in più cicli stagionali dall'agosto 1940 al febbraio 1943, permettono di valutare le variazioni delle corde in alto ed in basso e le rotazioni delle imposte e delle spalle.

È noto quanto sia difficile ottenere stazioni assolutamente fisse, necessarie ad osservazioni così delicate che si ripetono per anni. L'esame dei risultati ha permesso di ritenere che solo la stazione a valle sia soddisfacente, mentre le misure effettuate a monte mostrano che al fenomeno periodico dovuto alla temperatura si sovrappone un movimento della stazione verso il fiume. Tuttavia la perfetta simmetria dei risultati delle livellazioni rispetto all'asse del ponte autorizza ad appoggiare le deduzioni sulle osservazioni di valle. La fig. 2 indica la posizione della stazione e quella delle verticali passanti per le crocette. Nella Tabella I sono riportate le variazioni degli angoli visuali. La Tabella II contiene le rotazioni delle verticali: il segno — indica una rotazione verso il fiume.

In ogni ciclo la variazione di temperatura all'interno del ponte è rimasta praticamente costante e pari a 17 °C.

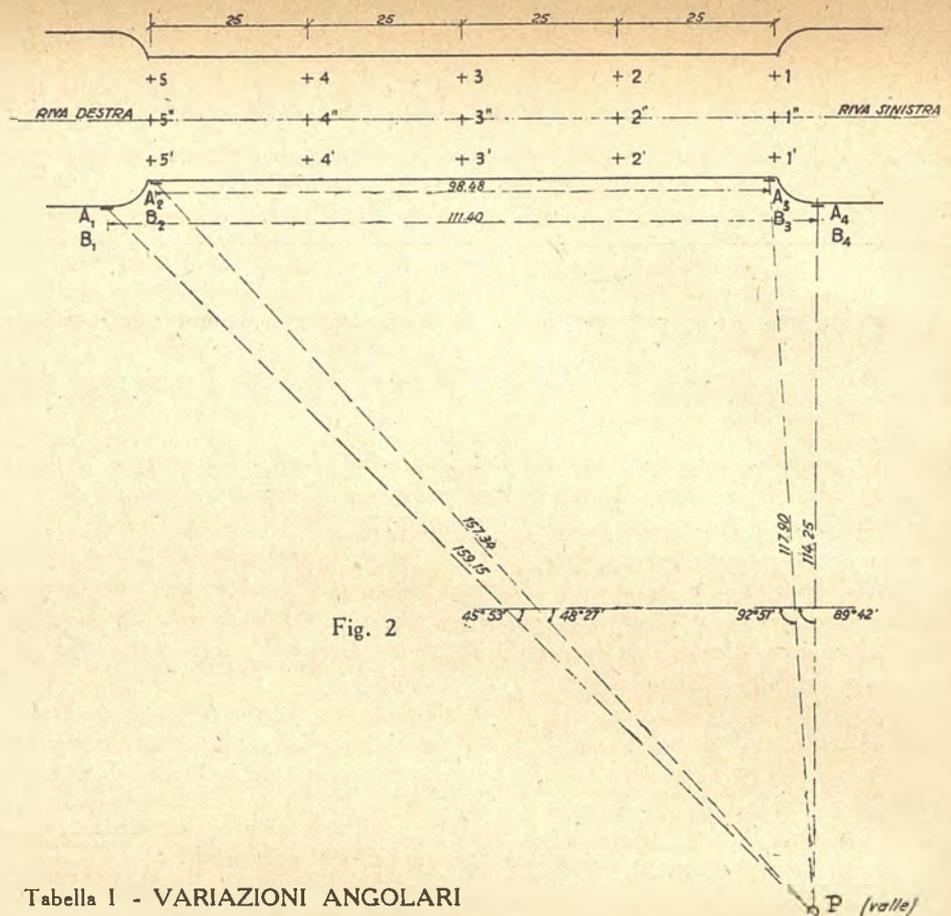


Fig. 2

Tabella I - VARIAZIONI ANGOLARI

DATA	$A_1 \hat{P} A_4$	$\Delta$	$A_2 \hat{P} A_3$	$\Delta$	$B_1 \hat{P} B_4$	$\Delta$	$B_2 \hat{P} B_3$	$\Delta$
13/8/1940	44°26'55",30		38°42'38",23		44°25'25",10		38°41'28",01	
		-14",14		-15",74		-7",51		-7",26
25/2/1941	41",16		22",49		17",59		20",75	
	+11",24		+15",09		+6",15		+8",68	
6/9/1941	52",40		37",58		23",74		20",43	
	-12",27		-18",75		--		-9",85	
3/2/1943	40",13		18",38		--		19",58	

Tabella II - ROTAZIONI DELLE VERTICALI

CICLI	A1 B1	A2 B2	A3 B3	A4 B4
13/8/1940 — 25/2/1941	- 2' 05"	- 0' 52"	- 2' 27"	- 1' 10"
25/2/1941 — 6/9/1941	+ 0' 55"	+ 0' 09"	+ 2' 09"	+ 1' 17"
6/9/1941 — 3/2/1943	-	- 1' 10"	- 2' 27"	-

**Deduzioni qualitative.**

Si riscontrano subito chiaramente le variazioni delle corde e le rotazioni delle spalle nel senso prevedibile in accordo con la variazione termica, e nei cicli successivi si osserva il regolare ritorno alle posizioni di partenza con scarti contenuti entro i limiti di approssimazione delle misure (15-18 % sui valori numerici più bassi, anche assai meno sui valori maggiori).

Per confronto si osserva:

1) La corda superiore ha variazioni maggiori (circa il doppio) della corrispondente corda inferiore, e ciò sia nelle corde esterne che in quelle interne: si deduce che avviene rotazione e traslazione orizzontale sia per la sezione d'imposta che per la spalla;

2) fra l'imposta e la spalla si rileva una deformazione relativa di senso tale da produrre sulle corde esterne variazioni minori che sulle interne: si deduce che i movimenti della spalla pur sensibili sono leggermente inferiori a

quelli d'imposta. Poichè però le piastrine esterne e quelle interne non sono disposte sullo stesso costolone dell'arcata (le prime si trovano sull'allargamento della spalla) il fenomeno deve attribuirsi non solo al respiro delle lesioni ma forse più ancora ai distacchi fra raccordo circolare e costolone;

3) anche le rotazioni delle verticali direttamente rilevate sono nel verso prevedibile e sono maggiori in riva sinistra che in riva destra, nel rapporto circa 7 a 3.

I maggiori movimenti in riva sinistra si accordano con la rottura delle biffe e con la dissimmetria notata nella livellazione.

#### Valutazioni quantitative.

Si è eseguito il calcolo elastico dell'arco, relativamente alla zona integra.

a) per stabilire un collegamento tra le variazioni di freccia da un lato e le variazioni degli angoli visuali interni dall'altro (collegamento che ha confermato la coerenza e l'attendibilità delle misure sperimentali ed indirettamente le ipotesi del calcolo);

b) per valutare quali cadute di spinta possano determinarsi nell'arcata in seguito ai cedimenti delle spalle osservati.

Si sono poste a base del calcolo le seguenti ipotesi: arco elastico, conservazione delle sezioni piane (le lesioni rilevate sono dopo la sezione d'imposta e si richiudono verso l'alto), sezioni parzialmente costituite dal ferro (teso, compresso, reticolato) e dal solo conglomerato presunto compresso o debolmente teso, modulo  $E_c$  costante nella sezione così parzializzata, variazione uniforme di temperatura, giustificata dai termogrammi rilevati nell'interno.

Considerata la corda inferiore esterna  $B_1 B_4$  si è assunto  $\delta_{B_1} = \delta_{B_4}$ .

Da questa ipotesi media, e quindi più probabile, si deducono le seguenti variazioni delle corde (media sulle tre escursioni)

$\Delta A_2 A_3 = \text{mm. } 11,6$  (corda interna superiore).

$\Delta B_2 B_3 = \text{mm. } 6,6$  (corda interna inferiore).

Da questi spostamenti, introdotti nel calcolo elastico per la variazione termica stagionale di  $17^\circ\text{C}$ , ammesso che non vi sia apprezzabile spostamento verticale relativo delle imposte, si deduce una spinta termica  $X = 1,2278 \cdot 10^{-4} E$  (il coefficiente di  $E$  è in  $\text{m}^2$ ) passante 32 cm. al disotto del centro elastico ed uninnalzamento della chiave di mm. 32,5 rispetto alle imposte.

Se l'arco fosse *perfettamente incastrato* la spinta termica per una variazione uniforme di  $17^\circ\text{C}$  passerebbe per il centro elastico e avrebbe il valore  $\bar{X} = 3,8722 \cdot 10^{-4} E$  con uno spostamento verticale della chiave  $\Delta f = 51 \text{ mm.}$

Su questi valori numerici si possono fare le seguenti considerazioni:

a) L'ipotesi fatta circa la corda  $B_1 B_4$  trova una interessante conferma nel valore di 32 mm. ottenuto per  $\Delta f$ ; esso infatti presenta una ottima concordanza con il valore di 29 mm. ottenuto direttamente dalle livellazioni. Si noti poi che il valore di  $\Delta f$ , calcolato a partire dalle osservazioni trigonometriche, è *indipendente dal modulo di elasticità*.

b) Le esperienze compiute dimostrano che nel calcolo delle sollecitazioni dovute alla temperatura non si possono trascurare gli spostamenti delle spalle.

c) Per il ponte in questione e nel periodo di tempo studiato l'insieme arco-spalle-terreno presenta un comportamento elastico.

In tale periodo la spinta termica sembra ridursi a circa il 30% di quella che si avrebbe nell'ipotesi di imposte rigide.

ARISTIDE GIANNELLI

## OSSERVAZIONI E CONSIDERAZIONI su tre vecchi ponti tipo Hennebique

L'A., rilevata la scarsità di notizie bibliografiche sullo stato di conservazione di costruzioni in cemento armato di vecchia data, illustra delle prove effettuate su tre ponti torinesi del tipo Hennebique (1902 - 1908 - 1915).

Mette in rilievo dati elastici, caratteristiche ed errori di costruzione; segnala funzionamenti anormali e discordanze dei risultati sperimentali dai risultati di calcolo secondo le ipotesi e trattazioni tradizionali.

Le amministrazioni pubbliche sono usate a considerare i ponti in cemento armato alla stessa stregua di antichi ponti lapidei. Dopo il collaudo poco ci si preoccupa di essi, quasi fossero eterni nelle qualità dei materiali ed indifferenti alla ginnastica cui sono sottoposti dai carichi mobili e dalle variazioni di temperatura.

Eppure alcuni ponti in cemento armato cominciano ad avere più di mezzo secolo di vita; e non mancano esempi di strutture cementizie che dopo tre o quattro lustri si sono poste da sé fuori uso come quel ponte svizzero di Laucha che nell'inverno del 1928-29, dopo venti anni di servizio, dovette venire sostituito in causa di gravi fessurazioni (1); e come quella passerella costruita nel 1900-1902 sulla cui demolizione riferì il Bakker al congresso di Zurigo del 1932 (2).

Certo è che, se si pone esplicitamente la domanda di come si comportano i ponti cementizi nel tempo, la letteratura

in proposito ci sostiene poco essendo scarsa e non tale da fornire criteri indicativi che possano venire regolamentati ad uso amministrativo.

Le prove su tre vecchi ponti organizzate nel 1946 dal Convegno del cemento armato, su proposta del Presidente dello stesso Congresso, prof. Giuseppe Albenga, avevano evidentemente come scopo principale quello di contribuire a raccogliere dati in argomento, cominciando proprio da ponti tra i più antichi appartenenti ad un tipo costruttivo le cui giustificazioni teoriche sono ancora molto dibattute (3).

(1) ALBENGA G. - *Sguardo sintetico all'evoluzione del cemento armato dall'origine ai giorni nostri*, Roma, tipogr. F. Failli, 1945.

(2) BAKKER J. A. - *État de constructions en béton armé après une service de vingt ans et plus*. Congrés de Zürich, 1932, vol. 10.

(3) CAVALLARI MURAT A. - *Contributo torinese alla storia del ponte cellulare tipo Risorgimento*, «Atti e Rassegna Tecnica», aprile-maggio 1950.

Le prove, organizzate per avere svolgimento nei giorni del Convegno alla presenza dei congressisti ed improrogabili ed irripetibili per le ovvie difficoltà che presentano le sospensioni dell'uso d'un ponte che serve un cospicuo traffico viario, non avevano la presunzione di pervenire ad una organica e sistematica raccolta di dati, ma si sarebbero ritenute paghe di fornire qualche materiale di osservazione e meditazione. Ed infatti mi sembra che, come sempre avviene in qualsiasi contatto sperimentale con la realtà, qualcosa di utile se ne possa trarre, anche se si sarebbe potuto desiderare di più.

Due intanto sono stati i primi risultati tangibili dell'iniziativa della direzione del Convegno: quello di aver potuto ispezionare da vicino le strutture onde constatarne lo stato di conservazione apparente e quello di avere fatto muovere le strutture stesse con carichi mobili allo scopo di studiarne il compor-

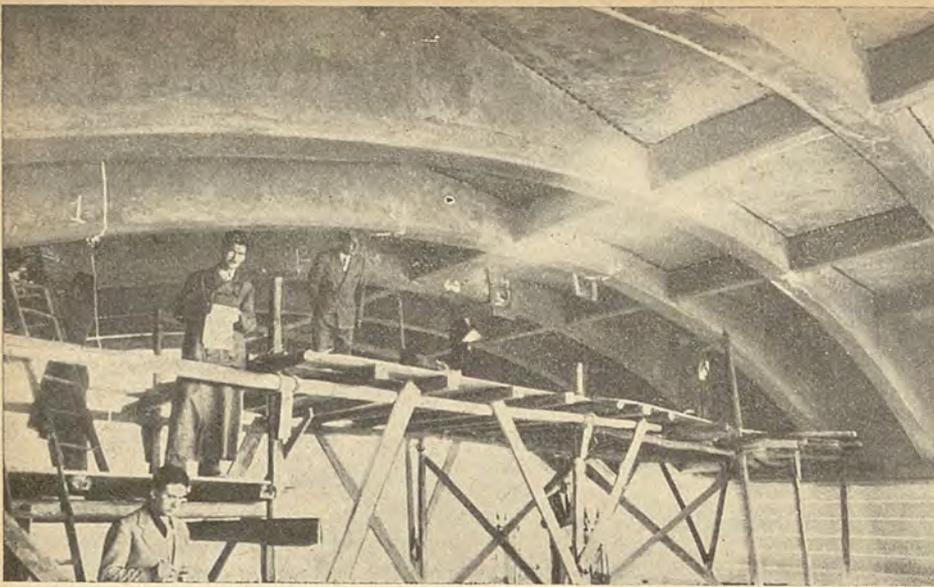


Fig. 1 - La vista inferiore del Ponte del Colombaro, completamente intonacato dopo il disarmo.

tamento elastico, che è il dato più importante per giudicare dello stato di conservazione reale. E di questi vanno dati merito e gratitudine al Politecnico di Torino che fornì personale e strumenti, al Municipio di Torino che collaborò con l'assistenza del personale tecnico dirigente e che costruì impalcature e prestò manovalanza, alla Direzione Compartimentale delle Ferrovie dello Stato che realizzò i carichi mobili necessari con imponenza di mezzi e con somma pazienza del personale (6).

I ponti osservati e provati sono tutti e tre a Torino sulla Dora:

a) *Ponte del Colombaro* (corso Tortona) costruito nel 1902 dalla ditta Porcheddu, su progetto di Hennebique, e consta di due luci, ha piano stradale solidale con travate principali arcate inferiormente;

b) *Ponte di via Cigna*, costruito nel 1908 dalla stessa impresa e con lo stesso progettista, con due luci come l'altro, ma chiuso sotto da una volta solidale

(4) GIANNELLI A. - *Il comportamento nelle variazioni termiche stagionali del ponte Risorgimento in Roma*, «Atti e Rassegna Tecnica», aprile-maggio 1950.

(5) Le prove vennero effettuate a cura del Laboratorio di Costruzioni in legno, ferro e cemento armato, del Politecnico di Torino. Coordinava le operazioni di carico e misura lo scrivente. Agli strumenti si trovavano gli allora neo laureati Facchini Ing. Luigi, Minelli Ing. Matteo, Tedeschi Ing. Renzo, Rolfo Ing. Francesco, Cagliero Ing. Giovanni, Bocca Ing. Paolo ed i tecnici del laboratorio, ai quali tutti si rinnova un vivo ringraziamento. Verifiche grafiche furono eseguite dall'ing. Polledro.

Ebbero luogo nei giorni 10-12 settembre 1946 (Ponte del Colombaro); 17-19 settembre 1949 (Ponte via Cigna), 25-26 settembre 1949 (Ponte di via Fontanesi).

Fig. 3 - Blocchetto di campione prelevato nel Ponte del Colombaro mostrante il contatto tra massa interna e crosta superficiale del calcestruzzo.

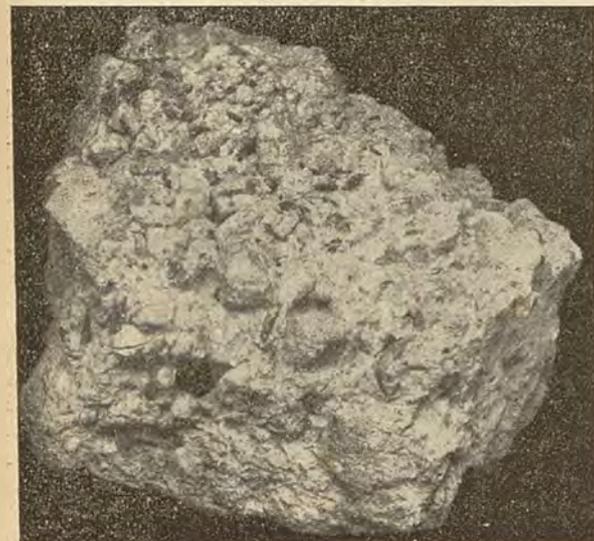


Fig. 2 - Aspetto cavernoso del calcestruzzo del ponte del Colombaro.

con l'impalcato cellulare come il ponte del Risorgimento;

c) *Ponte di via Fontanesi*, costruito nel 1925 dalla stessa impresa coi suoi progettisti torinesi, ha una sola luce di m. 35 e sottostante volta.

Per la descrizione e la storia rinvio alla memoria citata in nota (3).

### Lo stato di conservazione apparente.

Era in programma, oltre che l'esame esterno delle opere di cui si riferisce, anche un esame radiografico. Purtroppo l'attrezzatura a raggi X Siemens, di cui è dotato il Politecnico di Torino nel Laboratorio di costruzioni in legno ferro e cemento armato, era in corso di restauri per i danneggiamenti bellici subiti e questa indagine si dovette rinviare ad altra occasione, con rincredimento di chi scrive perchè, non molto più tardi, esperienze effettuate con tale attrezzatura hanno messo in luce la portata dell'ausilio ai collaudi che con essa si realizza (7). E d'altra parte, due dei ponti provati esigono tuttora effettivamente una analisi accurata oltre la superficie, più in profondità.

Il *Ponte del Colombaro*, il più antico, è anche il più deteriorato. Presenta alle chiavi un numero notevole di fessure. Ed è persino stata scoperta alla sommità di un costolone, il quarto contando da valle e nella luce di sponda destra, una cospicua cavità. Ecco l'ubificazione delle fessurazioni: all'estradosso si hanno tre fessure a sinistra della chiave, guardando a monte (rispettivamente a m. 0,40, 0,80, 1,25, 1,85) e quattro a destra (metri 0,30, 0,90, 1,50, 1,75).

Le altre arcate si debbono considerare in analoghe condizioni.

È questo un indizio del lavoro piuttosto gravoso che la chiave, parte strutturale delicatissima, è costretta a sopportare da 48 anni, quotidianamente, in una arteria di circovallazione a pesante traffico viario. Ma potrebbe anche essere indizio di assenza di precauzioni all'atto della costruzione e del disarmo, tanto più che la presenza della falla dianzi accennata nei getti rivela una grossolana esecuzione. Si pensi che il volume della cavità non colma di calcestruzzo è all'incirca di un litro! Ma si mediti anche sulla data di costruzione che è rivelatrice dell'inevitabile assenza di esperienza in materia.

La falla è stata colmata subito dopo la scoperta e si trovava a destra della mezzera di m. 0,25.

Sulle fessure s'è appuntata l'attenzione anche in fase di carico, come dirò. Ma c'è di più: osservando questo povero vecchio ponte si rimane sorpresi dalla straordinaria levigatezza della superficie che avrebbe dovuto essere a contatto dei caseri; si ha la sensazione che sia stato completamente intonacato dopo il disarmo.

mo (fig. 1). Viceversa blocchetti ricavati dall'opera per ricercarne il modulo di elasticità, rivelano una costante diffusione nella massa di cavità dovute a cattivo costipamento (fig. 2) ed il forte spessore della crosta superficiale dovuta alla segregazione durante i getti ed alla intonacatura (fig. 3).

Frequenti tracce biancastre che rigano in superficie le costole e le lastre dell'impalcato dimostrano che le fessure dianzi descritte sono vie comode per la colata di acqua che lentamente corrompe i costituenti del cemento armato. Fatto che viene aggravato dalla presenza anche in superficie di ampi tratti di armature metalliche scoperte specialmente negli arconi a valle.

Impressionante è l'effetto dei carichi dinamici che si traduce in vibrazioni di inusitata entità.

Il Ponte di via Cigna, di sei anni meno anziano presenta una più accurata esecuzione. Non è stato intonato e sono ancora visibili le impronte del tavolato che servi a formare l'intradosso della volta sottoposta all'impalcato (fig. 4).

Di notevole sotto l'aspetto esterno c'è poco da osservare, all'infuori del vistoso fenomeno della filtrazione di acque e di sostanze bituminose provenienti dalla cappa e dal corpo stradale ed imbrattanti l'intradosso con striature biancastre e nerastre (fig. 5). Dimostrazione di mal studiata soluzione nell'impermeabilizzazione superficiale e di presenza anche qui di fessurazioni d'origine varia.

Una notevole fessura, dovuta a tardivo disarmo dei getti, in prossimità della chiave è stata individuata e poi seguita nelle prove statiche, come si dirà. Notevole anche l'alterazione chimica del calcestruzzo con fioriture nelle parti più soggette al dilavamento; e forse alterate sono parzialmente le armature metalliche, se si deve giudicare dall'arrossamento delle acque dilavanti.

Il Ponte di via Fontanesi si presenta invece in istato di conservazione ottimo. In esso di notevole c'è solo da rimarcare il distacco di tratti della volta inferiore dai timpani, del quale diremo in seguito, e messo in evidenza dalle prove di carico.

#### Misure di elasticità.

Si effettuarono misure di elasticità in laboratorio ed in sito.

Ricerche dei moduli di elasticità (effettuate in laboratorio). - Del calcestruzzo usato nel ponte del Colombaro, il più malandato e delicato, si prelevò solo un modesto blocco per farne un prisma che risultò, a spianamento con sega e mola di cm. 6 x 6,3 x 12. Applicati due estensimetri Huggemberger, uno alla superficie intonacata ed uno sulla massa mal costipata di cui si disse, si ebbero sotto compressione le dilatazioni negative unitarie riportate in ascissa nel dia-

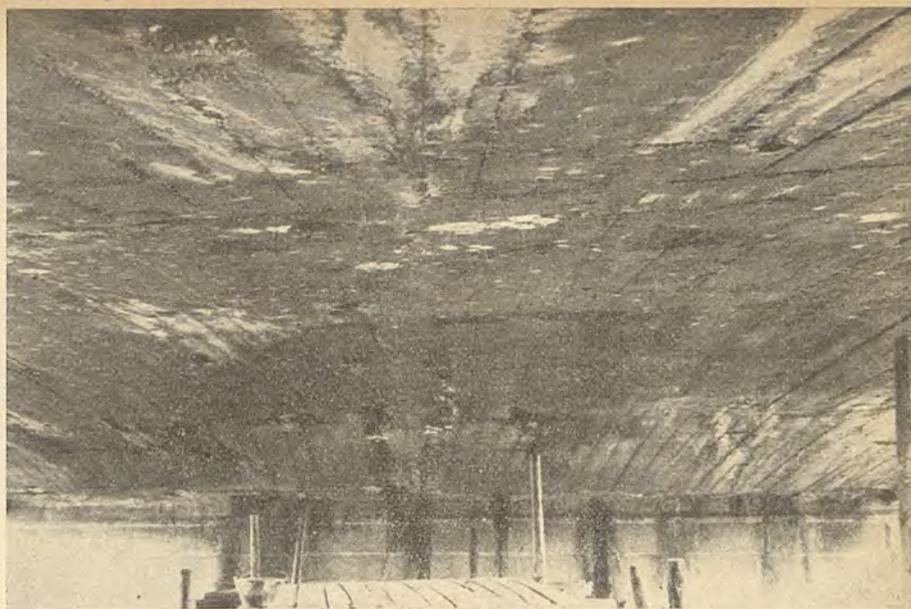


Fig. 4 - L'aspetto di una volta all'intradosso, nel ponte di Via Cigna.

gramma di figura 7 corrispondentemente alle tensioni specifiche portate in ordinate. Essendo  $E = \sigma : \varepsilon$ , il diagramma ci dice che il modulo d'elasticità della crosta è molto superiore a quello della massa, variando il primo tra valori di  $1,97 \div 2,18 \cdot 10^5$  Kg/cmq. ed il secondo tra  $1,0 \div 1,29 \cdot 10^5$  Kg/cmq.

Risultato prevedibile anche dopo la sola ispezione superficiale del manufatto, forse accentuato dal trattamento di spianatura dei provini, ma sempre sconcertante perchè rende seriamente dubbiosi sulla validità delle interpretazioni che si potranno dare delle misurazioni effettuate in superficie dell'opera e che invece si vorrebbero potere assumere come indici dello stato di tensione effettivo in profondità.

Nè ci sovviene la possibilità, consigliata da alcuni sperimentatori, di usare formule che diano il modulo d'elasticità in funzione del carico di rottura, perchè quest'ultimo dato, che nel nostro prisma fornì un valore di 130 Kg/cmq., è anch'esso poco rappresentativo della effettiva resistenza d'un corpo singolare costituito da una crosta dura e da una polpa molle (paragonabile alla struttura delle ossa degli animali). Comunque tali formule, che useremo come controllo negli altri ponti e che qui siamo costretti a non utilizzare, darebbero risultati più che doppi di quelli trovati nella valutazione diretta di E.

Il risultato serve come primo notevole ammaestramento per chi debba studiare il comportamento dei primi esempi di opere in cemento armato e per chi intenda affrontare il progetto d'una regolamentazione per la manutenzione delle strutture cementizie antiche.

Dell'armatura metallica non si prelevarono campioni, sostenuti anche dalla convinzione che potessero valere in via

Fig. 5 - Dettagli dell'alterata superficie d'intradosso delle volte del ponte di Via Cigna: è visibile una colata bituminosa proveniente dalla cappa o dal manto del corpo stradale.

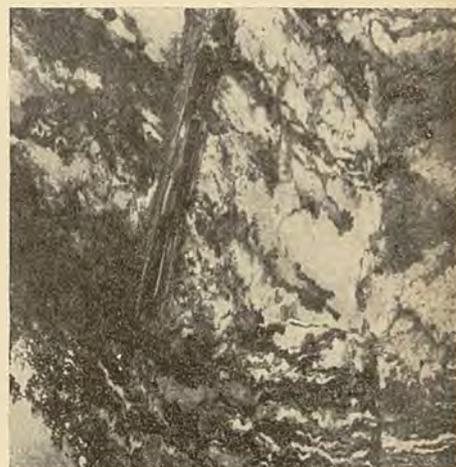


Fig. 6 - Dettagli dell'alterata superficie d'intradosso delle volte del ponte di Via Cigna. Fioriture.

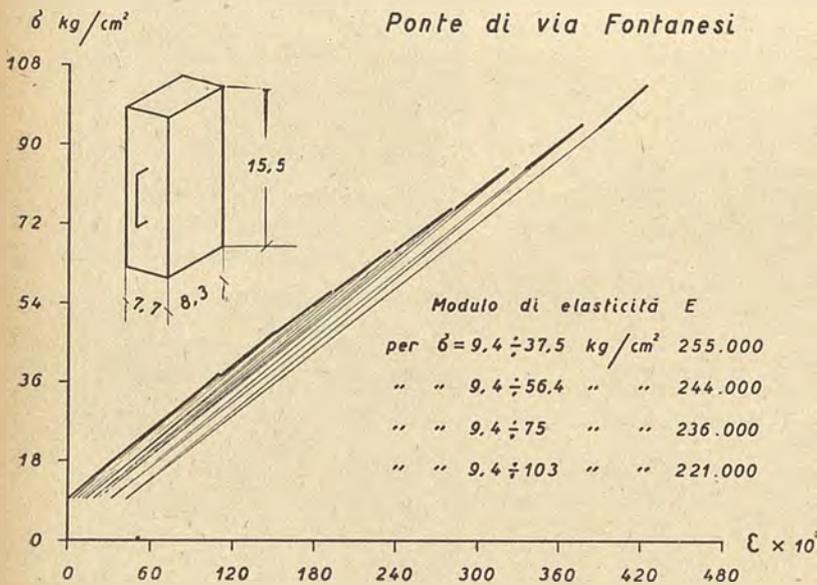
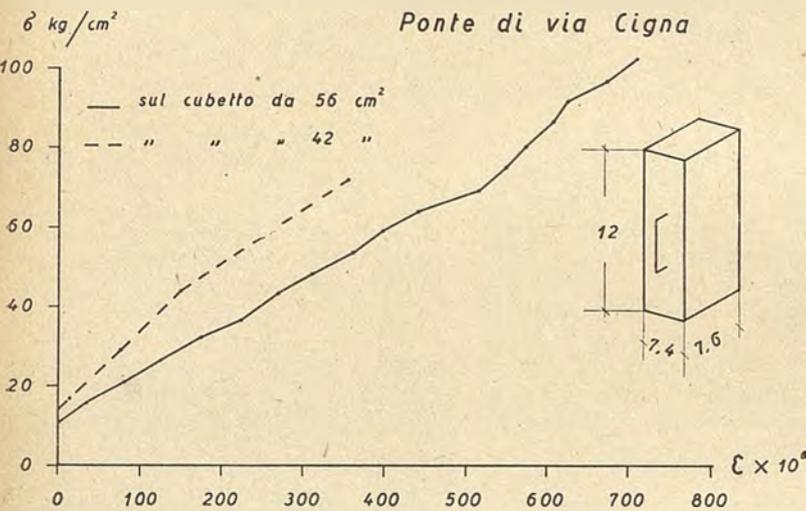
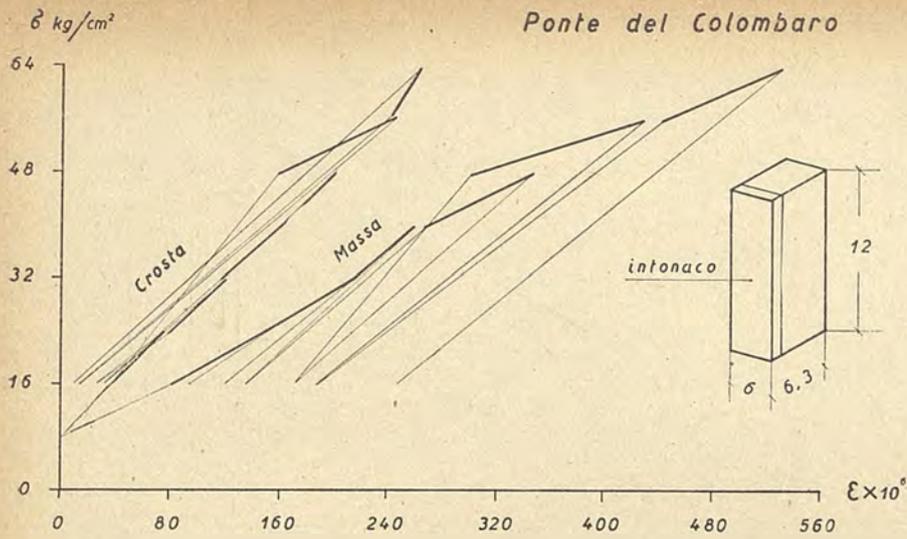


Fig. 7 - Diagramma tensioni-dilatazioni per la ricerca del modulo elastico del calcestruzzo del Ponte del Colombaro: rottura a 130 Kg/cmq.

$$E \begin{cases} \text{crosta } 2,18 \div 2,11 \times 10^5 \\ \text{malta } 1,00 \div 1,05 \times 10^5 \end{cases}$$

Fig. 8 - Diagramma tensioni-dilatazioni nel calcestruzzo del Ponte di Via Cigna, rottura a 177 Kg/cmq.  $\div$  93 Kg/cmq.

Fig. 9 - Diagrammi tensioni-dilatazioni nel calcestruzzo del ponte di Via Fontanesi: rottura a 152 Kg/cmq.

approssimata i dati forniti dai prelievi degli altri due ponti, nei quali tali armature sono costituite dai rinomati ferri del tipo Porcheddu con sezione a mezza luna, di caratteristiche costantemente invariate in quegli anni di attività della impresa.

Del calcestruzzo messo in opera nel ponte di via Cigna si poterono ricavare due prismetti: uno da  $7,4 \times 7,6 \times 12$  cm. ed uno da  $7 \times 7 \times 8,5$ , rispettivamente con sezione compressa da 56 cmq. e 42 cmq. Gli estensimetri furono posti simmetricamente su due faccie opposte; i valori sono riassunti nel diagramma di fig. 8.

Sotto i 50 Kg/cmq. i valori del modulo elastico sono rispettivamente  $1,0 \div 2,25 \cdot 10^5$  e  $1,72 \div 1,88 \cdot 10^5$  Kg/cmq. La rottura si ebbe rispettivamente a 177 e 93 Kg/cmq.

Assunti i valori medi ed introdotti nella formula dell'EMPA 1925:

$$E = 550.000 \frac{p\beta_d}{p\beta_d + 150} \text{ in Kg/cmq.}$$

(dove  $p\beta_d$  è il carico di rottura del prisma usato dal Roš di cm.  $12 \times 12 \times 36$ ) si ottengono valori notevolmente in eccesso ma non tali da indurci a temere grosse discordanze dal vero dei nostri risultati, perchè le condizioni sperimentali sono notevolmente diverse. E risultati dello stesso ordine di grandezza, ma leggermente in eccesso troviamo applicando la formula di Schüle, che abbiamo rintracciata nella vana speranza che l'epoca in cui fu proposta (1906-1909) ci indirizzasse verso calcestruzzi più simili ai nostri (9):

$$E = 625.000 \frac{w\beta_d}{w\beta_d + 160}$$

(dove  $w\beta_d$  è la resistenza e compressione di un prisma di  $12 \times 12 \times 36$  cm.).

Ambedue sono ottime formule che bene s'adattano alla realtà, laddove il cantiere è governato con ordine e precisione pari a quelli dei laboratori industriali, come oggi si verifica sempre più frequentemente: ma per i conglomerati cementizi messi in opera all'epoca fortunosa di Hennebique occorrerebbe una formula meno ottimistica.

Del calcestruzzo gettato sul ponte di via Fontanesi si sono potuti prelevare e lavorare accuratamente tre provini, quelli che hanno dato i risultati dei diagrammi di figg. 9, 10, 11 un po' più grandi perchè quasi di 16 cm. di lunghezza. Per  $\sigma < 60$  Kg/cmq. si ottenne rispettivamente  $E = 2,44 \cdot 10^5$ ;  $E = 2,28 \cdot 10^5$ ;  $E = 2,14 \cdot 10^5$  Kg/cmq. Le rotture avvennero a Kg/cmq. 152, 136 153. Mediamente dunque  $E = 2,37 \cdot 10^5$  e  $\sigma = 147$ . Partendo da quest'ultimo valore applicando la formula dell'EMPA 1925 si ottiene un valore in eccesso del 12 %, e applicando la formula di Schüle uno in eccesso del 24 %. La formula dell'EMPA è coeva del ponte. Ma non è inutile

osservare che il calcestruzzo, benchè compatto, presentava l'inconveniente di una facile frattura secondo le superfici dei grani della ghiaia, dimostrando una non accurata pulizia degli inerti introdotti negli impasti. La discordanza dalla ottima formula dell'EMPA ha quindi un motivo, che conferma l'opinione già espressa che non è possibile giudicare i calcestruzzi confezionati nei vecchi cantieri con il metro delle misure di laboratorio.

Le armature brevettate Porcheddu avevano la sezione caratteristica, a forma di fagiolo (fig. 12). Tra 360+1080 Kg/cm<sup>2</sup> diedero alle prove in laboratorio un valore medio di  $E = 2,23 \cdot 10^6$  Kg/cm<sup>2</sup>.

Si ruppero ad un valore medio di  $\sigma = 3600$  Kg/cm<sup>2</sup>. Tali valori si possono ritenere rappresentativi per tutti i tre ponti.

### Prove di carico sui ponti.

**Il carico mobile:** il carico mobile fu scelto diverso dai carichi stradali regolamentari, perchè la luce limitata dagli archi da studiare non avrebbe permesso di sceverare l'effetto del singolo carico con sufficiente chiarezza. Per una luce di una ventina di metri il passo degli assi dei compressori stradali di oltre 15 tonnellate, che è compreso tra i m. 3,50÷4,00, nei punti più significativi, avrebbe interessate simultaneamente due zone di linee d'influenza intrecciate, una di segno positivo ed una di segno negativo, con conseguente scarso rendimento di espressione delle prove.

Si adottò un complesso di tre carrelli da officina, affiancati, poggiati su putrelle di ripartizione e ciascuno sormontato da un rotore di motore elettrico, trainati a distanza mediante catena da un autotratto che stagionava fuori del ponte (fig. 13). Ogni carrello completo pesava 11,94 tonn. ed aveva un passo massimo di m. 1,80. Quindi il carico totale mobile poteva praticamente pensarsi come un carico concentrato di 35,82 tonn. interessante l'intera sezione del ponte.

La realizzazione di tale carico, che non sarebbe stata possibile senza l'intelligente aiuto del Capo Compartimento delle Ferrovie Statali, Ing. Amedeo Savoja, aveva una finalità anche polemica: dimostrare inopportuna la ricostruzione effettiva del carico di calcolo. Perchè talora vale più, come rivelatore della vita meccanica del ponte, un forte carico isolato e rapidamente traslabile, che un'imponente massa di carichi gravante indiscriminatamente più zone della struttura con effetti reciprocamente eliminati.

Col carico isolato mobile, per virtù del teorema di Maxwell, è possibile ottenere praticamente dei diagrammi sperimentali degli effetti, facilmente controllabili e calcolabili come linee di influenza o linee elastiche. E solo quando, si vede ben chiaramente dentro, come si deforma elasticamente la struttura, è pos-

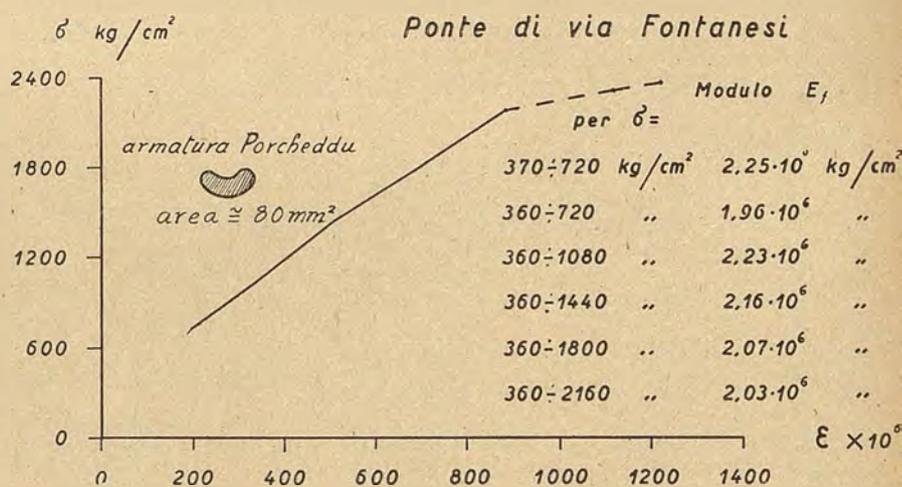
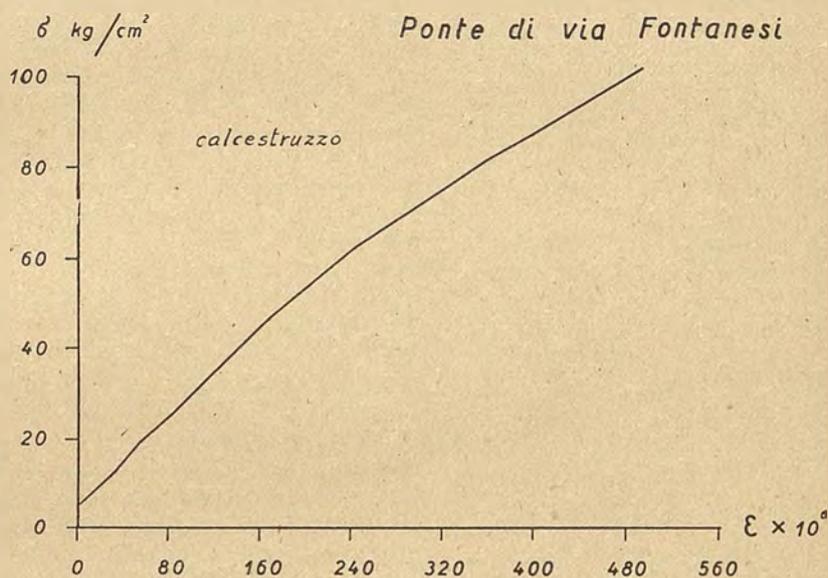
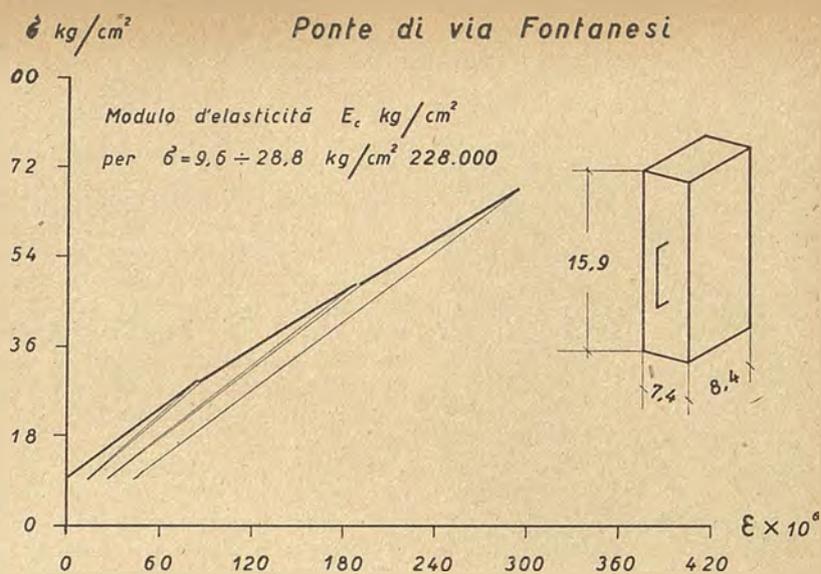


Fig. 10 - Diagramma tensioni-dilatazioni del calcestruzzo del ponte di Via Fontanesi: rottura 136 Kg/cm<sup>2</sup>.

Fig. 11 - Diagramma delle tensioni-dilatazioni del calcestruzzo del ponte di Via Fontanesi: rottura 133 Kg/cm<sup>2</sup>. (cubetto 10 x 6 x 8).

Fig. 12 - Diagramma delle tensioni-dilatazioni delle armature metalliche speciali del noto brevetto Porcheddu, con sezione a mezza luna: rottura a 3.600 Kg/cm<sup>2</sup>.



Fig. 13. — Come è stato realizzato il carico mobile: tre carrelli cortissimi affiancati (del peso complessivo di 35,82 tonn.) trainati da un autotratteore stazionante fuori del ponte. Sono visibili gli scavi operati nella massicciata stradale per collocare gli estensimetri sull'estradosso della struttura e la botola per introdursi nell'interno del ponte cellulare.

Fig. 14. — Interno di una cellula della struttura Hennebique con apparecchi ed operatori all'opera.

sibile giudicarne l'efficienza. Non per nulla il Sejourné, gran costruttore di ponti, paragonava i collaudi alle « ascoltazioni » dei medici, i quali non sarebbero paghi di una statica visione del paziente realizzata con la sola radiografia.

Le stazioni del carico furono stabilite a distanze che fossero uguali al passo (m. 1,80) dei carrelli o multipli di esso.

Per il ponte del Colombaro le stazioni furono, per ogni escursione, tre sui piedritti interni ed esterni, undici sulla luce (m. 22,10) di destra ed una in chiave all'arco di destra. Analogo lo schema per il ponte di via Cigna (luci delle due arcate, m. 21).

Per il ponte di via Fontanesi, ad una sola luce di m. 37,50, le stazioni per ogni escursione furono due sulle spalle ed undici nell'intervallo della luce.

Gli strumenti di misura usati per le dilatazioni: estensimetri Huggemberger con graduazioni indicanti mm 1:1100; per gli spostamenti dei punti i flessimetri del tipo Stoppani-Mahr con graduazione in mm 1:100; per le indicazioni le livelle di precisione Stoppani con tamburo di graduazione diviso in 300 parti del valore di 1",18. Gli estensimetri acustici erano in riparazione per danni bellici e, a quell'epoca, gli estensimetri elettrici SR 45 erano poco alla portata degli italiani.

Nota il modulo di elasticità del materiale E si ha per una lunghezza di misurazione di 2 cm, e per n graduazioni:

$$\sigma = E \frac{\Delta l}{l} = E \frac{n}{2 \times 11.000}$$

con prolunghe di 10 cm. o di 50 cm. la sensibilità viene notevolmente aumentata.

Le modalità di fissaggio sono note. Qui si dà solo una visione parziale degli attacchi realizzati in una cella della struttura Hennebique (fig. 14) anche perchè dà una valutazione oggettiva della facilità di ispezione che la struttura scatolare consente. La frequenza delle sezioni ispezionate è data dagli schemi posti in testata ai diagrammi sperimentali e dalla già citata fotografia 1.

(6) Si ringrazia qui, anche a nome della Presidenza del Convegno, l'Amministrazione Civica nella persona dell'allora assessore ai L.L.P.P. Ing. Lusso, dell'Ingegnere capo Alby e del Capo Divisione Ing. Piasco. Un altrettanto sentito ringraziamento vada al Capo Compartimento delle Ferrovie Ing. Amedeo Savoja ed a tutti i suoi dipendenti. E si aggiunga ancora un grato ricordo a tutti i Congressisti che si appassionarono del problema e sostarono a lungo sotto il ponte intorno agli strumenti.

(7) CAVALLARI MURAT A. - DE BERNOCCHI C. - I raggi X e le costruzioni in cemento armato, Giornale del Genio Civile, gennaio 1948. L'articolo è diviso in due parti: 1° le apparecchiature elettriche, 2° diagnostica radiologica dei difetti del cemento armato. In questa seconda parte parlo dell'insufficienza degli attuali sistemi d'indagine esterna, propongo una classificazione dei difetti utile per il radiologo, ed indico chiarissimi segni rivelatori dei difetti del calcestruzzo e delle armature metalliche inglobate nel conglomerato.

Non sempre è stato possibile denunciare le armature metalliche per applicarvi gli apparecchi; comunque in fig. 15 è visibile il raffronto da una misura effettuata sul calcestruzzo ed una sull'armatura in posizione prossima: sul calcestruzzo si trova una tensione di 5,4 Kg/cmq. e sul ferro 30,4 Kg/cmq. con evidente dimostrazione che i diagrammi delle tensioni nel calcestruzzo possono venire praticamente utilizzati, opportunamente amplificati, per le tensioni nel ferro.

Spostamenti verticali ed orizzontali in chiave: le frecce della sezione di chiave per la serie delle stazioni dianzi cennate, riportate in diagramma, anzichè sotto la chiave, sotto le stazioni del carico forniscono, per il teorema di Maxwell, le linee delle componenti verticali degli spostamenti elastici della struttura stessa per il carico in chiave, e, nello stesso tempo, possono servire da linee d'influenza degli spostamenti verticali della chiave per il carico mobile. Naturalmente tali diagrammi sono relativi al carico effettivo; invece volendo avere le linee di influenza e la linea elastica per il carico unitario, basta leggere le ordinate in scala tale che il carico possa considerarsi unitario; in tal modo potremo anche venire a conoscere le reali deformazioni per effetto di più carichi concentrati o di un carico ripartito.

Il carico mobile effettivo incombente su ognuno degli arconi (a seconda dei casi a semplice o doppia T) in cui conviene pensare scomposta la struttura, vale mediamente 6 tonn. nel ponte del Colombaro, 7 tonn. nel ponte di via Cigna, 7 tonn. nel ponte di via Fontanesi. Però in tutti e due gli ultimi ponti l'arcata centrale ha a cavalcioni il carico di 11,94 (mentre il ponte del Colombaro vede tale carico a cavalcioni di ognuna delle 3° arcate a partire dai lembi esterni) e tale carico occorrerebbe prendere in considerazione se non si ritenesse valida una molto intensa collaborazione tra le diverse arcate, collaborazione controllata in realtà (ad es. la 3ª e la 4ª arcata del ponte di via Cigna segnano frecce pressochè uguali).

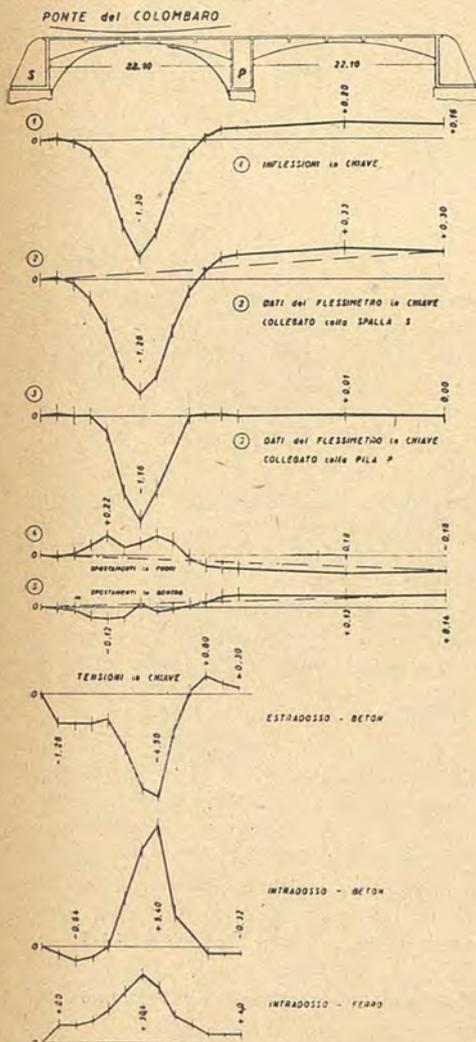
### Frecce.

Gli spostamenti verticali della chiave (che è quanto dire le componenti verticali della deformata dell'asse dell'arco, per quanto detto sopra) sono riportati nelle fig. 15, 16, 17. Le massime frecce riscontrate sono:

	p. carico effettivo	p. carico unitario
a) ponte del Colombaro	mm. 1,30	0,216
b) » di Via Cigna	mm. 0,52	0,074
c) » di Via Fontanesi	mm. 1,20	0,172

Data la lieve differenza delle luci nel primo e nel secondo ponte, è visibile il contributo irrigidente della volta sottostante all'impalcato che Hennebique intuì

Fig. 15



e che già gli dovette venire confermato dai collaudi dell'epoca (nei documenti dell'archivio Porcheddu si trovano le seguenti frecce di collaudo con complessi e vistosi carichi nelle tre opere messe in ordine, rispettivamente: 2,8 mm.;  $0,6 \div 0,8$  mm.; 2,2 mm.).

Gli spostamenti orizzontali della chiave, rilevati solo nel ponte del Colombaro, sono riportati nei diagrammi 4 e 5 di fig. 16, ma riesce disagevole controllare quanto si debba alla deformabilità dell'arco e dei piedritti per carichi disimmetrici e quanto alle eventuali rotazioni dei soli piedritti. Comunque si vede che gli spostamenti orizzontali sono notevoli, talora equivalenti come ordine di grandezza a quelli verticali, per es. alle reni. Questo ci conferma nell'opinione che non è possibile condividere senza riserve lo studio approssimativo di tali strutture considerando gli arconi come rigidamente incastrati alle imposte, senza preoccuparsi dell'elasticità dei piedritti, secondo l'esempio primo del Marcus (10).

Sempre in fig. 15, 16, 17 sono diagrammati per più sezioni interessanti, gli stati di tensione indotti dal carico mobile.

Per agevolare le verifiche s'è creduto utile riportare su ogni schema di ponte le relative linee delle intersezioni e curve inviluppo.

Discreta è la concordanza tra lo stato di tensione calcolabile e quello misurato nel ponte del Colombaro. Le più sensibili discordanze si hanno nel ponte di via Fontanesi, dove, se nella sezione di chiave si notano risultati prevedibili col calcolo (fig. 18), nelle sezioni prossime all'imposta si hanno delle anomalie di risultato. Nella fig. 19 si registra lo stato di tensione in una di tali sezioni per effetto del carico stazionario in posizione 15 e 17. Fissiamoci sul diagramma relativo alla stazione 15: se la misurazione delle tensioni fosse stata limitata in corrispondenza dell'intradosso e dell'estradosso saremmo stati autorizzati a pensare la legge di distribuzione lineare punteggiata (con asse neutro in  $n$ , cioè in posizione non proprio coincidente con la posizione della risultante che taglia la sezione a circa m. 1,50 sotto l'intradosso, ma comunque in posizione intuitivamente accettabile). Viceversa, avendo misurate anche le tensioni in corrispondenza della sutura tra costole-timpani e voltoni si trovano due assi neutri  $n'$  ed  $n''$ , per cui la distribuzione sarebbe (se non si avranno altre sorprese) quella indicata a tratto continuo, e quindi si deve concludere che la sezione a doppio T non agisce integra come un sol pezzo, ma si smembra in due sezioni con comportamento parziale ed indipendente. Il voltone funziona per conto suo; l'impalcato ed i timpani-costole formano un complesso che sembrerebbe funzionare solidalmente, quantunque non si abbia certezza del reale funzionamento di tale parte strutturale perchè

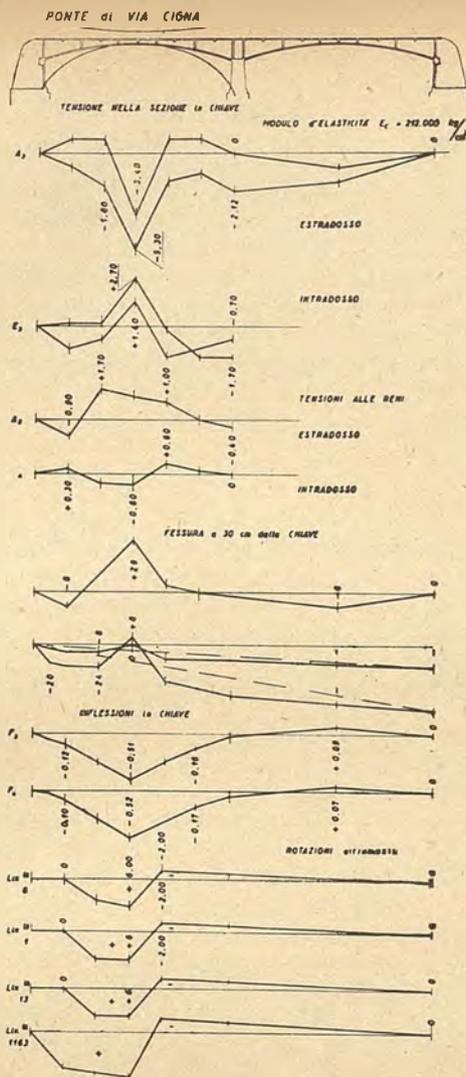


Fig. 16

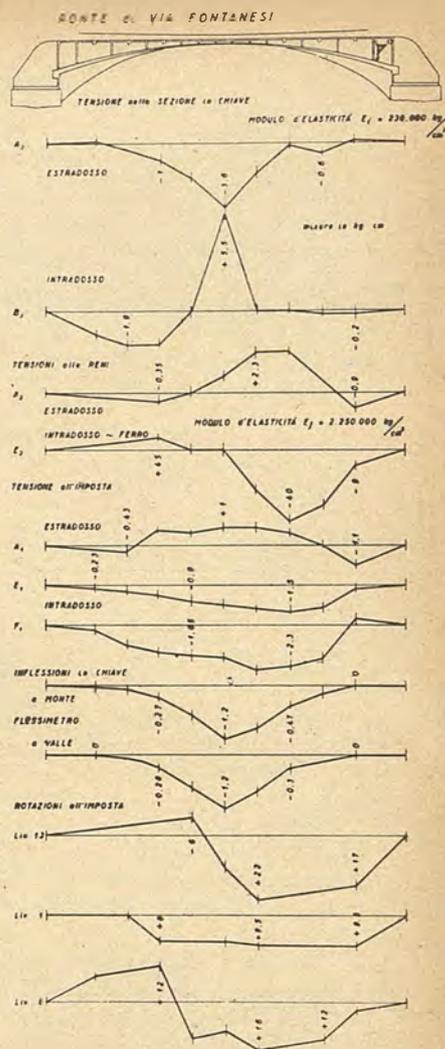


Fig. 17

mancano rilevamenti nel tratto centrale ed al lembo inferiore dell'impalcato.

Questo imprevedibile risultato ci dice intanto, in attesa di prove sistematiche più complete e dettagliate indirizzate all'indagine locale della reale distribuzione delle tensioni, che non dev'essere sempre lecita la parzializzazione della sezione eliminando come inesistente la parte alta della sezione (infatti si registrano tensioni dell'ordine di grandezza di quelle verificabili nelle parti inferiori) e che forse non è del tutto accettabile per le sezioni più prossime all'imposta, l'ipotesi della conservazione in piano delle sezioni (ipotesi che anche concettualmente si contraddice pensando allo

impossibilità di generare la struttura di questi ponti come per i solidi di Saint Venant con il moto continuo della sezione stessa tenuta verticale all'asse). A proposito di questa ultima considerazione si notino i diagrammi delle variazioni delle inclinazioni riscontrate, dove si ha talora (zona in chiave) concordanza e talora discordanza lieve (zona verso le imposte) tra le inclinazioni all'estradosso ed all'intradosso.

Un'ultima osservazione emerge dallo spoglio delle schede raccolte nelle prove: quella sul comportamento delle fessure in chiave notate nel ponte del Colombaro e di via Cigna. Nel primo ponte, sprovvisto di volta inferiore, i distacchi dei lembi della fessura per effetto del carico mobile sono vistosi e con andamento dissimile dalle dilatazioni dovute allo stato di tensione nella massa cementizia con evidente conferma che il giunto funziona come da cerniera. Nel ponte di via Cigna invece i distacchi sono ad andamento molto simile alle dilazioni della massa conglomerata, come se si fosse misurato su in un'armatura metallica. Questo potrebbe stare a significare che nel ponte tipo Risor-

(8) ROOS M. - Die Druckelastizität des Mörtels und des Betons - Das elastische Verhalten von ausgeführten Beton- und Eisenbeton-Bauwerken, Discussionbericht No. 8. Eidgenössische Materialprüfungsanstalt an der E.T.H. in Zürich, 1925.

(9) SCHÜLE F. - Relation entre la résistance et l'élasticité du béton à la compression - Rapport présenté au VI Congrès de l'Association Internationale pour l'essai des matériaux à New York, 1912.

(10) MARCUS V. - Die Risorgimento Brücke über den Tiber in Rom, Armierter Beton, 1912-1913.

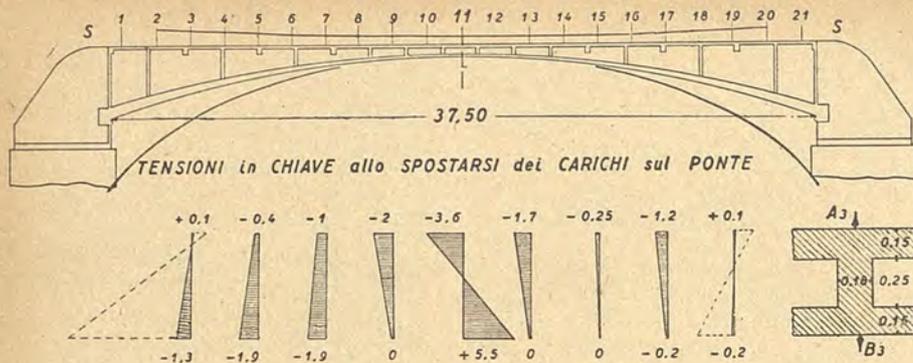


Fig. 18

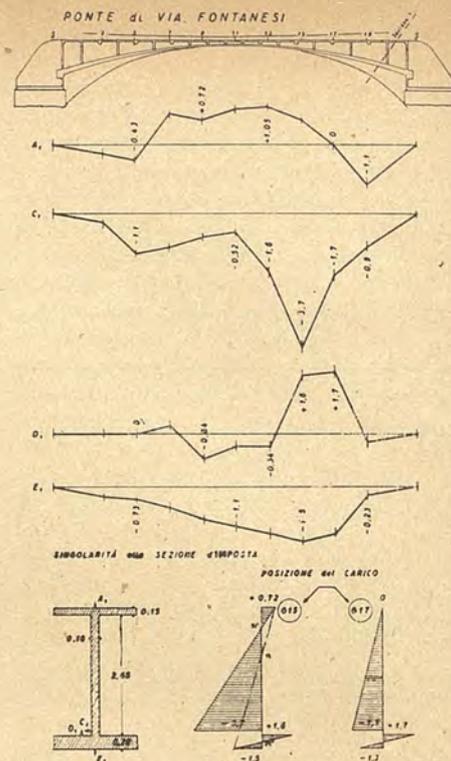


Fig. 19

gimento gli inconvenienti dovuti ad un malaccorto disarmo sono meno sensibili che in altri tipi di ponti per quella « provvidenziale » correzione che la plasticità può operare.

Comunque, tanto queste fessure in chiave, quanto quelle denunciate dall'anomalo funzionamento delle sezioni prossime all'imposta, ci dicono quanta inesperienza fosse ancora nelle operazioni di cantieri dei nostri ponti torinesi, mentre a Roma (1911) erano stati risolti brillantemente problemi più complessi (tagli dei timpani, disarmo anticipato, ecc.).

Il ponte di via Fontanesi segna purtroppo una stasi nell'evoluzione tipo Risorgimento. Irrigidisce ed ispessisce le strutture, falsando quello che do-

vrebbe essere il tracciato di queste strutture scatolari che son da tenersi snelle e leggerissime, come gli apparecchi degli aeronautici e gli scafi dei navali.

### Conclusioni.

Se potendo operare con maggior agio di tempo, come s'è già detto, si sarebbe potuta sperare una abbondante messe di dati sperimentali, pur tuttavia si ottennero essenzialmente questi due fondamentali risultati:

a) quello di aggiungere esperienza nello studio di vecchie strutture cementizie, soprattutto rendendoci accorti delle sorprese che può riserbare l'antica grossolana tecnica di cantiere (calcestruzzi difettosi, intonaci superficiali a modulo

elastico molto differente da quello della massa, ecc.).

b) quello di aprire dubbi sulla validità delle semplificazioni di calcolo finora adottate (parzializzazioni non fedeli al reale lavoro delle strutture).

AUGUSTO CAVALLARI-MURAT.

## Contributo torinese alla storia dell'evoluzione dei ponti del tipo Risorgimento

L'A. descrive tre vecchi ponti torinesi del tipo cellulare in cemento armato eseguiti dall'impresa Porcheddu su progetto di Hennebique nel 1902, 1908, 1915. Cita altri ponti, i cui progetti sono conservati nel Politecnico di Torino, che possono completare la cronologia delle prime opere del tipo e che prepararono l'avvento dell'idea compiuta, concretata nel celebre ponte del Risorgimento in Roma. Descrive le ipotesi ed i procedimenti di calcolo in uso per tali strutture.

Torino possiede vecchi ponti in cemento armato che sono significativi esempi delle primitive strutture Hennebique che portarono tra il 1909 e il 1911 alla realizzazione del celebre ponte del Risorgimento. Questi vecchi ponti torinesi, tutti eseguiti dalla Soc. Ing. G. A. Porcheddu, rappresentante in Italia dell'Impresa Hennebique, occupano un posto importante nella genesi del ponte spingente cellulare (costituito cioè da intradosso, timpani, costole e soletta stradale collaboranti insieme).

Il ponte del Colombaro, sulla Dora, in corrispondenza del Corso Tortona, fu eseguito nel 1902, quattro anni dopo il ponte sull'Echer a Tarbes (Alti Pirenei), col quale aveva in comune l'impostazio-

ne strutturale (soletta e timpani, costole ad intradosso arcuato, senza sottostante volta). Ma mentre il ponte francese aveva tre luci di 13 m. (1), quello italiano era più ardito perchè dotato di due campate di m. 20,15 (fig. 1). Inoltre quello francese aveva (fig. 2) le imposte degli arconi poggianti sulle spalle con netta separazione da queste, mentre il ponte torinese realizzava quella decisa collaborazione tra arcate e spalle e piedritti che è una delle caratteristiche delle strutture posteriori.

Il ponte di via Cigna, sempre sulla Dora, e costruito nel 1908, presenta due luci di m. 21,00 e sotto ai timpani-costole è chiuso da una volta, come nel ponte cellulare sulla Ourthe a Liegi

(m. 55,00) e come nel ponte del Risorgimento sul Tevere a Roma (m. 100,00). Tra il ponte torinese (fig. 4) e quello romano c'è però più somiglianza strutturale in conseguenza della caratteristica forma delle spalle (fig. 3). Sottolineo a questo proposito che l'Hennebique si campieva molto di aver realizzato un'opera non di 100 m. ma bensì di 150 m.: « le pont de Rome, avec ses deux culées, qui ne sont que le prolongement des fermes ou tympans de la travée, a cent cinquante mètres de longueur, sans aucune solution de continuité ».

Il ponte di via Fontanesi, dove questa via sorpassa la Dora, fu costruito nel 1915-19, ha una luce di 35,00 (fig. 5), è

cellulare, ricorda nelle linee ardite il ponte del Risorgimento, ma ha delle particolarità costruttive (fig. 3) che rivelano uno sviluppo involutivo più che evolutivo del tipo di ponte in questione.

Dunque, insieme collegati idealmente e cronologicamente, i tre ponti rappresentano tre anelli del ciclo storico che precedette la sosta forzata di oltre un ventennio nel quale il tipo strutturale fu avversato. Ed è stata idea degna di lode quella di avere, in occasione della giornata torinese del cemento armato del 1946, deciso di osservarne con diligenza il comportamento sotto carico mediante prove statiche che furono realizzate alla



Fig. 1 - Ponte del Colombaro sulla Dora (Progetto Hennebique).

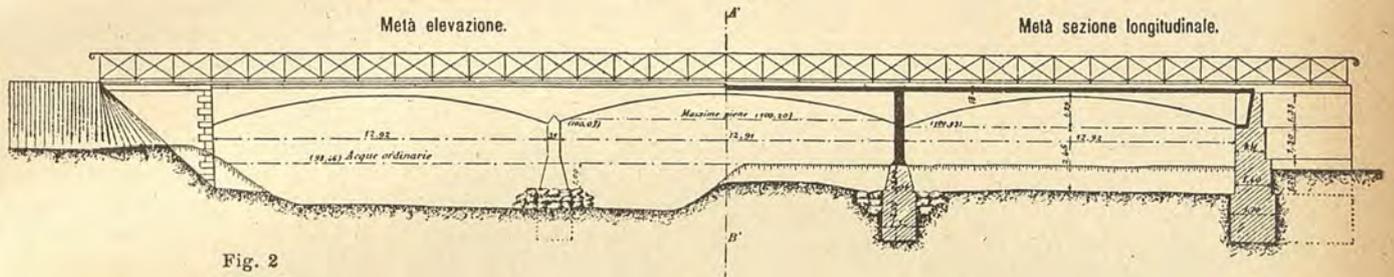


Fig. 2

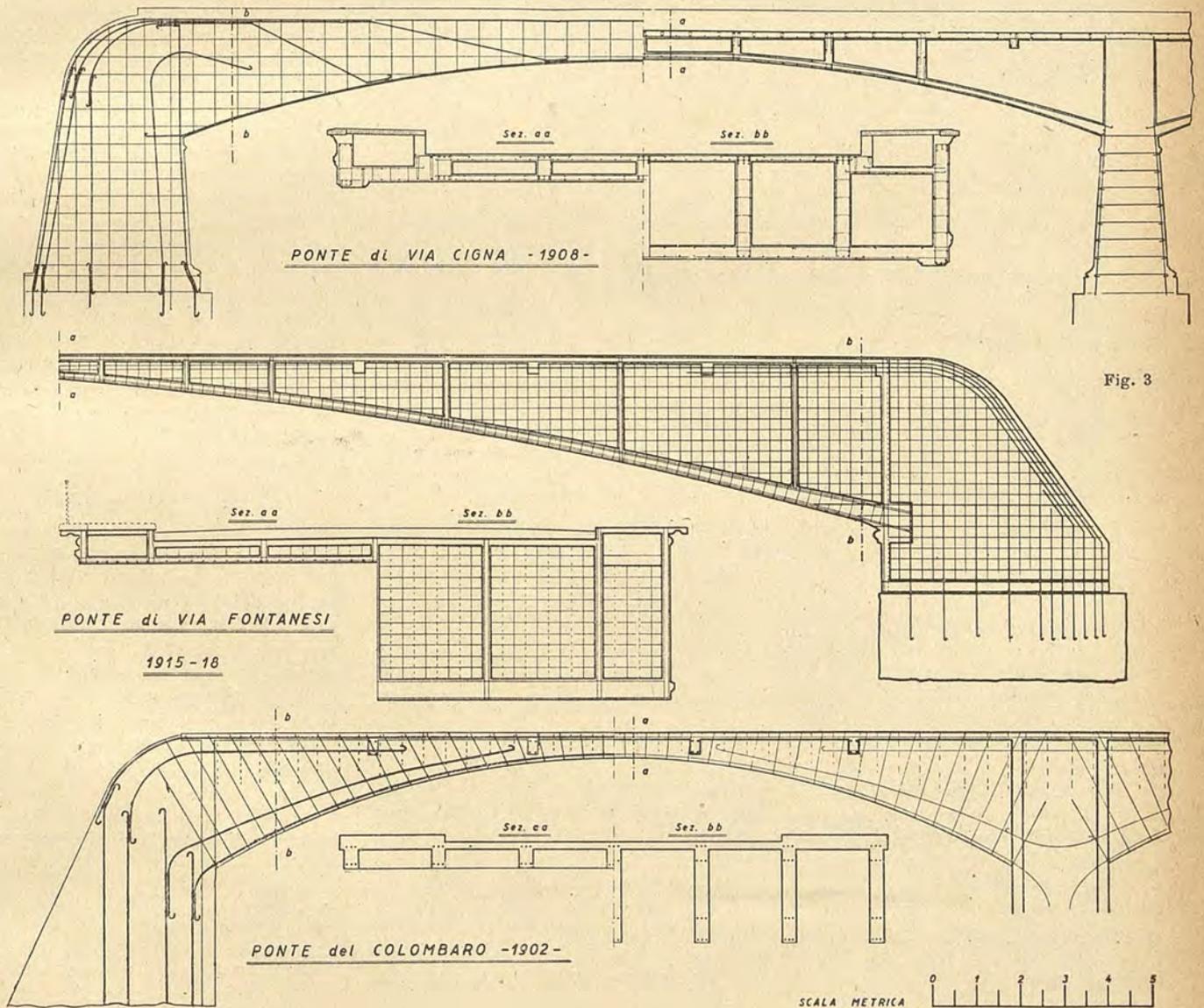


Fig. 3



Fig. 4 - Ponte di Via Cigna sulla Dora (Progetto Hennebique)

Fig. 5 - Ponte di Via Fontanesi sulla Dora.

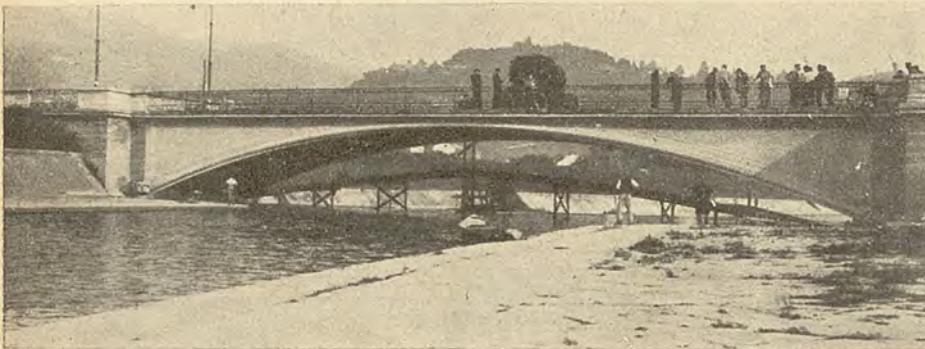
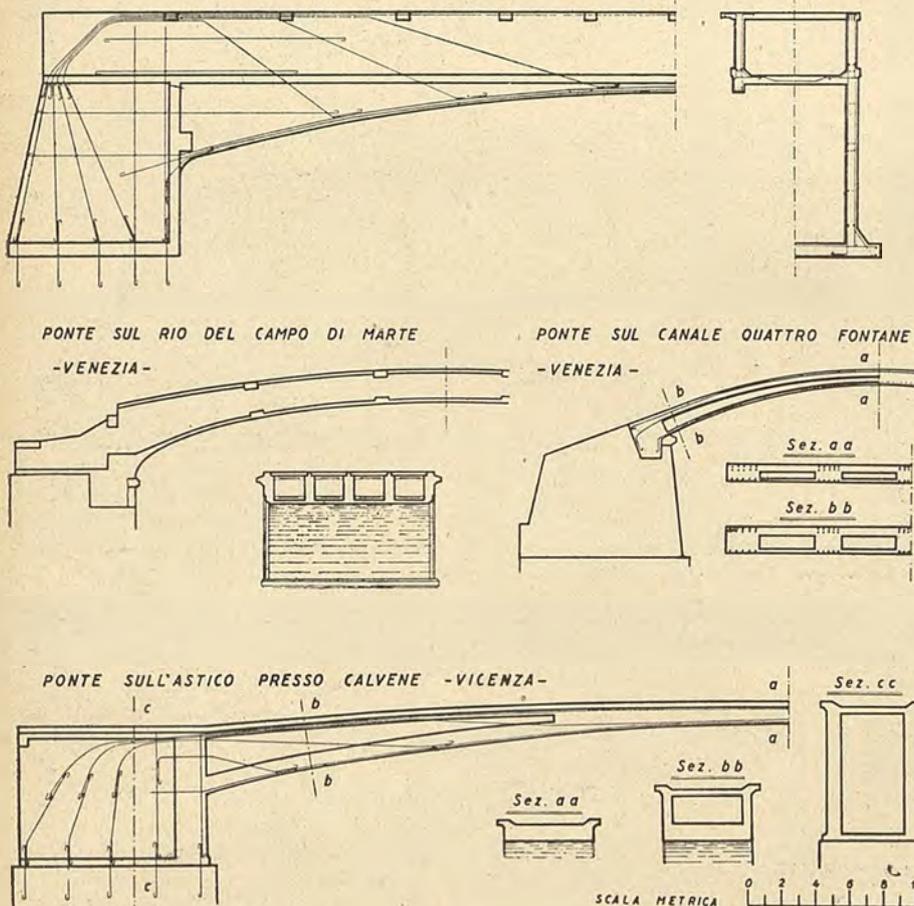


Fig. 6

PONTE-CANALE SULL'ASTICO - VICENZA -



presenza degli ingegneri convenuti da ogni parte di Europa (2).

A completamento della catalogazione anzi detta, sono tentato di suggerire altri dati cronologici istruttivi sulla nascita dell'idea che ha portata la mente feconda di Hennebique a concepire l'accoppiamento del ponte tipo Tarbes, a timpani a costa arcuati ma liberi inferiormente, con la volta armata sul tipo di quella di Chatellerault dello stesso Hennebique (1899), che già conquistava le simpatie dei progettisti, svincolandosi dalle tozze proporzioni delle vecchie volte murarie. La cronologia viene imbastita sulla scorta degli elenchi dei disegni esecutivi di tante opere di quell'epoca di cui sono ricolmi i raccoglitori dell'archivio Porcheddu, conservato nel Laboratorio di Costruzioni in legno ferro e cemento armato del Politecnico di Torino.

Nell'intervallo di tempo tra l'esecuzione del ponte di Tarbes e quelli di Liegi e di Torino di via Cigna si conserva un gruppetto di progetti per ponticelli veneziani, a schiena d'asino, ottenuti fondendo dapprima la volta, con i timpani-costole e collegando questi con travi trasversali con una seconda volta sulla quale poggiano gli scalini ed il piano stradale (fig. 6). Il ponte cellulare potrebbe quindi essere nato dal suggerimento offerto da questi ponti veneziani paragonabili ad un arco tubolare con alti e potenti piedritti o spalle. Il ponte pedonale del Rio del Campo di Marte ha una luce di m. 18,36 e quello del Rio delle quattro fontane del Lido ha una luce di m. 12,34.

Un abbozzo all'idea del tipo cellulare si potrebbe ritrovare nel progetto di un ponte canale di m. 29,30 sull'Astico a Chiuppano, e notevole è la somiglianza della forma delle spalle e della disposizione delle armature metalliche specie nei riguardi del ponte di via Cigna. E' del 1905 (fig. 3).

Dell'anno precedente all'esecuzione del ponte di via Cigna è il ponte di già cellulare sull'Astico a Calvene, con una luce di m. 34,50, attorno alla quale opera lavoro giovanissimo il Prof. Danusso. Del 1908 è un ponte sul Naviglio a Milano e del 1909 un ponte dello stesso tipo sul Treia a Civita Castellana, con una luce di m. 40,00.

Anche se questa presumibile genesi dell'idea lasciasse dubbi è possibile asserire che il ponte tipo Risorgimento non sorge improvviso nella mente pure genialissima di Hennebique, ma può venir considerato come frutto della collaborazione disinteressata e feconda di un vero cenacolo di costruttori adunati attorno

(1) GUIDI C. *Lezioni sulla Scienza delle Costruzioni*. Appendice: le costruzioni in beton armato, Roma, Torino.

(2) PIZZETTI G. *Il Convegno Torinese del Cemento Armato*, «Atti e Rassegna Tecnica», gennaio 1947.

ad un problema da risolvere in unità di intenti e di aspirazioni, sfruttando ogni esperienza concreta. Del resto anche nella costruzione stessa del ponte romano di 100 metri, che conclude questa prima fase dell'evoluzione del ponte cellulare, si ha testimonianza che vi fu una intelligente collaborazione tra ideatore principale e personale addetto alla realizzazione di cantiere (4). Questa è la ragione del sorprendente sviluppo e perfezionamento delle strutture Hennebique, che a tutto il 1909 assommarono a 20324 realizzazioni, delle quali ben 1337 ponti (1).

L'intuito e l'esperienza quasi esclusivamente, presiedevano la progettazione.

Dalla documentazione raccolta nell'archivio Porcheddu vediamo che venivano impostate sommarie verifiche di calcolo: con l'ausilio del teorema di Castigliano si determinarono le incognite  $H$  e  $M_t$ , spinta orizzontale e momento flettente, nella sezione di chiave, oppure si verificavano le caratteristiche delle sollecitazioni ammettendo senz'altro che la curva delle pressioni passasse sempre all'interno od ai lembi del nocciolo di tale sezione (5).

Quando s'era sistemata la posizione della linea delle pressioni, passante in chiave per il punto di nocciolo superiore, ed all'imposta per il punto di nocciolo inferiore, trattandosi di archi molto ribassati, si ammetteva che le altre sezioni dovessero resistere all'ormai assegnato regime statico, e venivano proporzionate in conformità. Fatto notevole è che, agli inizi, come sezioni resistenti venivano effettivamente considerate tutte le parti in gioco (volta, timpani-costole e solettone stradale) cioè, un sistema di masse distribuite in forma di  $I$  ad altissimo momento d'inerzia, specialmente alle imposte, dove l'arcata veniva considerata perfettamente incastrata, non attribuendosi dalle spalle deformazione elastica.

Le critiche mosse dal Marcus alla struttura cellulare ad arco (6), che concepita come perfettamente elastica realizza un notevole sbandamento della curva delle pressioni tale da indurre nelle sezioni pericolose delle tensioni inammissibili con la resistenza dei materiali da costruzione, determinarono ovviamente, in un'epoca in cui ufficialmente non si osava discutere la norma fondamentale della progettazione rispettosa del limite d'elasticità, una fervorosa attività di studio intesa a trovare una qualche giustificazione di calcolo che non fosse così semplicistica come le ipotesi derivate dal Mery e che spiegasse la stabilità del tipo strutturale mostrata dalla realtà.

Ne nacquero pertanto varie tendenze costruttive:

chi ritenne sufficiente alleggerire la soletta dell'impalcato (e lo stesso Hennebique ne aveva dato l'esempio nel ponte romano non realizzando la continuità nei getti del piano stradale, cosa

che già il Marcus nel suo calcolo prese in considerazione);

chi reputò idoneo l'accorgimento di diminuire la rigidità degli incastri rendendo discontinui i timpani-costole (ed anche qui lo spunto fu dato da Hennebique a Roma praticando nei timpani sei tagli non previsti in progetto (7); il Danusso lo applicò soventemente: tra il 1924-27 nel ponte Musocco e tra il 1930-1931 in quello sul Mure);

chi pensò sufficiente l'assottigliamento al minimo indispensabile della volta inferiore (la volta incastrata sottile e flessibilissima di Giulio Krall (8) in un ponte sul Tevere iniziato alla vigilia della guerra del 1940).

Accanto a questi accorgimenti realmente costruttivi sorsero anche meri artifici di calcolo che avevano l'intento di piegare le verifiche per farle rientrare nei metodi canonici, specialmente nei riguardi delle condizioni di lavoro più gravose di una struttura molto rigida come questa (sintetizzabili in una distorsione conseguente al raccorciamento per sforzo assiale, al ritiro del calcestruzzo ed alle deformazioni per variazioni di temperatura); pertanto vediamo chi propone di considerare come non resistente a trazione il calcestruzzo ed omette nel calcolo del momento d'inerzia della sezione corrente una parte della sezione stessa, cioè:

unicamente la soletta stradale;

la soletta stradale e parte dei timpani superiormente ad una parabola avente il vertice all'estradosso in chiave e passante per il fondo del giunto creato nella sezione di imposta (come ritenne necessario fare il Turchetti (9) nel calcolo di verifica del ponte di Musocco);

la soletta stradale e parte dei timpani superiormente ad una linea di demarcazione ottenuta parzializzando la sezione, cioè escludendo tutta la zona che nel calcolo elastico della struttura, gravata del solo carico permanente e pensata come tutta reagente, lavorerebbe a trazione (così operarono il Parvopassu ed altri);

la soletta stradale e tutti i timpani-costole, lasciando attive solo le volte, considerate come incastrate e senza tener conto alcuno della solidarietà dell'impalcato (come fece il Santarella nel 1925

(3) Questo ponte di Chiuppano porta sul progetto la firma dell'Ing. Letter della Porcheddu.

(4) GOFFI A. *Notizie inedite sulla costruzione del ponte del Risorgimento in Roma*, «Il Cemento Armato», marzo 1942. Non credo inutile rammentare che, mentre in Francia ed in Italia si sviluppava verso l'inizio del secolo il ponte cellulare Hennebique ad arco incastrato, nella vicina Svizzera aveva sviluppo un ponte cellulare ad arco a tre cerniere con prototipo il ponte del Thur presso Billwil (cantone di San Gallo). Tale ponte è dovuto alla genialità inventiva di Robert Maillart, ha una luce di m. 35, e data al 1903-1904. Era stato preceduto dal ponte dell'Inn a Zuog (Engadina) del 1901 e da quello di Zurigo (Staffenbrück), del 1899-1900, dello stesso progettista al quale si deve la rielaborazione del tipo sino alle forme elegantissime più conosciute del cosiddetto «tipo Maillart» (es.: Rossgraben).

pel ponte di Lesa sul torrente Erno (10) con luce netta di m. 22);

tra queste soluzioni sta il compromesso, giustificato talora dalle condizioni di messa in opera della costruzione durante i getti, di considerare la volta gravata dal solo carico permanente ed invece il complesso cellulare sollecitato da carico accidentale ed effetti della temperatura.

A riportare il calcolo su strada più rispettosa dell'effettivo comportamento fisico interviene autorevolmente il Danusso nel 1934 (11) tracciando direttive teoriche che vennero poi utilizzate da G. Oberti in uno studio che è utile conoscere (12), quantunque i risultati di calcolo non abbiano ancora potuto essere messi a raffronto con i risultati dati dalle stesse strutture in opera. Sta però ferma una constatazione confortante: Arturo Danusso, al quale tutti riconoscono accentuata sensibilità d'intuito e maturata dottrina teorica, dentro al problema ha vissuto per decenni e non può non averne afferrato il reale significato meccanico. Sostanzialmente le strade indicate dalla Scuola milanese per riportare il calcolo a risultati possibili sono due: o tentare di adattare le più attendibili ricerche sperimentali sulla plasticità del materiale al caso specifico, oppure prevedere nella verifica una distorsione che riporti il regime delle tensioni esistenti nelle zone più sollecitate al valore limite ammissibile, salvo poi controllare che sia plausibile l'effetto complessivo esercitato sulla struttura dalle azioni elastiche e dallo stato di autotensione artificialmente introdotto.

La seconda via, dunque, ammette nelle zone della costruzione, dove il procedimento di calcolo elastico prevede vengano a verificarsi le più forti sollecitazioni, si producano effetti plastici ben più cospicui che nelle altre zone. Senza valutare sperimentalmente tali effetti di assetamento ammette anche la formazione in tali zone di deformazioni plastiche tali da provocare una ridistribuzione degli sforzi interni per cui vengono costrette a lavorare maggiormente quelle parti che secondo il procedimento elastico resterebbero poco o pochissimo sollecitate. Si possono pertanto, sempre restando nel campo delle deformazioni piccolissime, pensare introdotte in tali parti delle distorsioni che abbiano effetti equivalenti a quelli prodotti dal cedimento plastico, perchè vi introducono uno stato di autotensione equivalente.

Naturalmente nella struttura iperstatica così idealizzata possono scegliersi ad arbitrio parametri che individuano le distorsioni d'anzì dette purchè lo stato di tensione globale a cui si perviene, risultante dal calcolo elastico e dalle distorsioni introdotte, riporti ogni zona a lavorare ad un tasso inferiore a quello limite reputato come inizio dello snervamento del materiale. Si prende cioè in

considerazione una resistenza limite globale della struttura iperstatica, per la quale tutte le risorse che questa può dare sono rese esplicite. E le coazioni irreversibili conseguenti alle distorsioni, isolatamente considerate, mentre permarranno totalmente o parzialmente anche a struttura scarica, provocheranno nella porzione di struttura considerata elastica un regime di tensioni ammissibili.

Si intravede subito che il metodo è molto più produttivo di quello di una empirica parzializzazione contro la quale urtano considerazioni semplicissime: come è possibile tollerare l'omissione nel calcolo parziale o totale dei timpani-costole i quali giocano una parte importante, anche se interrotti di quando in quando, nel contrasto delle deformazioni orizzontali prodotte dal carico dissimetrico? Ed anche nel contrasto in direzione verticale di deformazioni che, data l'esiguità dello spessore del solo voltone inferiore e la monta assai ridotta in tali

tipi di ponte, non sarebbero improbabili qualora avvenisse una separazione tra volta e sovrastruttura?

Questa separazione tra volta e sovrastruttura è stata effettivamente riscontrata in pratica durante le prove torinesi su cui riferisco in altro articolo (13).

Se l'analisi tecnica, spinta con intelligenza ad indagare lo stato di tensione effettivo nelle varie parti della struttura,

(5) I procedimenti di calcolo al quale si rifacevano i tecnici della Porcheddu era indicata dal trattato JORINI A.F. *Teoria e pratica della costruzione dei ponti*, Hoepli, Milano 1905.

(6) MARCUS V. *Die Risorgimento Brücke über den Tiber in Roma*, «Armierter Beton», 1912-13.

(7) ALBENGA G. *Sguardo sintetico all'evoluzione del cemento armato dall'origine ai nostri giorni*, Roma, 1945.

(8) KRALL G. *Di un nuovo modo di costruire un arco «tipo Risorgimento» e di una sua applicazione concreta sul Tevere a Roma*, in «Tecnica del cemento armato», Edizioni della Bussola Roma, 1946.

potrà un giorno venire continuamente controllata sulle opere eseguite, i nuovi progetti di ponte tipo Risorgimento saranno orientati, come i progetti di macchine e di aeromobili, verso soluzioni di esaltata leggerezza che, secondo chi scrive, dovrebbero essere le prerogative caratteristiche della struttura cellulare.

AUGUSTO CAVALLARI-MURAT.

(9) TURCHETTI R. *Il Cavalcavia di Musocco per l'Autostrada di Milano-Laghi*, in «Ingegneria», maggio 1925.

(10) SANTARELLA L. e MIOZZI E. *Ponti italiani in cemento armato* seconda raccolta, Hoepli, Milano 1932.

(11) DANUSSO A. *Le autotensioni* - Rendiconti del Seminario matematico e fisico di Milano 1934.

(12) OBERTI G. *Sul comportamento statico di archi incastrati notevolmente ribassati tipo ponte Risorgimento*, Edit. Tamburini, Milano 1937.

(13) CAVALLARI - MURAT A. *Osservazioni e considerazioni su tre vecchi ponti tipo Hennebi-que*, «Atti e Rassegna Tecnica», aprile-maggio 1950.

## Notizie sul condizionamento dell'aria

Si forniscono indicazioni generali sul condizionamento dell'aria e sulle sue numerose applicazioni industriali, con particolare riguardo all'industria tessile, aggiungendo dati tecnici sui materiali e sulle operazioni tecnologiche (1).

1. - *Definizioni* — Gli impianti di condizionamento dell'aria (2) degli ambienti abitati servono a garantire all'uomo un'atmosfera adatta alla sua vita e alla sua attività e per raggiungere tale scopo debbono modificare in modo conveniente le condizioni dell'aria esterna da introdurre nell'ambiente e distribuirle in esso rinnovandola con velocità non fastidiose. Le condizioni da prendere in esame sono d'ordinario la temperatura, l'umidità, la purezza.

In casi molto particolari, ad esempio a bordo dei velivoli per alta quota con cabina stagna, occorre modificare anche la pressione dell'aria, che a notevoli altezze è eccessivamente rarefatta mentre nei sottomarini si richiede una depurazione chimica ed un arricchimento artificiale di ossigeno e dell'aria circolante.

Negli impianti industriali e commerciali i trattamenti sono invece spesso rivolti a mantenere certi prodotti, sensibili alle caratteristiche atmosferiche, in condizioni adatte alla loro elaborazione o semplicemente alla loro conservazione.

Nelle miniere e in genere nei luoghi di lavoro molto polverosi o con emanazioni nocive ha notevole importanza, anche dal punto di vista sanitario la depurazione da queste polveri, e l'eliminazione o la neutralizzazione di queste emanazioni.

2. - *Campi di applicazione* — Fra gli impianti si distinguono quelli fissi adatti per applicazioni civili e riguar-

danti edifici residenziali, sale di riunione (teatri, chiese, ecc.) locali per uffici, aule scolastiche, locali di cura e sale operatorie, sale per radiotrasmissioni, musei e gallerie, autorimesse, ecc.

Altri impianti fissi di grande importanza economica sono installati in numerosi stabilimenti industriali e particolarmente negli stabilimenti adibiti alla lavorazione delle fibre tessili (filatura, tessitura, pettinatura, ecc.).

Nella stessa categoria meritano rilievo gli impianti delle manifatture tabacchi, dei molini per cereali, delle fabbriche di paste alimentari e di prodotti farmaceutici, delle tintorie, delle cartiere, delle tipografie con macchine rotative, ecc.

Problemi particolari si impongono quando si tratta di eliminare polveri o esalazioni venefiche, oppure fumane umide. Così esigenze specifiche si incontrano in applicazioni militari (lavorazione e conservazione di esplosivi, rifugi stagni, ecc.), nello scavo di gallerie di transito o per servizio di miniere, nella messa a punto di camere di prova per motori ed apparecchi di aviazione destinati a funzionare ad alta quota.

Numerosi sono pure gli impianti mobili, funzionanti su automotrici ferroviarie veloci, sulle navi per il trasporto di passeggeri e di merci deperibili, sulle

(1) Lezione tenuta al Corso Dirigenti industriali presso il Politecnico di Milano il 14 maggio 1950.

(2) La locuzione viene dall'uso americano corrente di: *air conditioning plants*.

navi da guerra, sui velivoli militari e civili. La tecnica del condizionamento dell'aria confina con quella degli essiccatoi e colla tecnica frigorifera, colle quali ha in comune vari processi tecnologici.

### 3. - *Dati tecnici di orientamento* —

Negli impianti nei quali si ha di mira di garantire all'uomo un'atmosfera adatta sono i dettami igienici che hanno naturalmente la prevalenza.

Spesso ci si riferisce ad un parametro, detto dagli americani *effective temperature*, (che è meglio tradurre con *temperatura efficace*) il quale sintetizza le termiche, e rappresenta la temperatura d'un ambiente isoterma con aria tranquilla e satura di vapore acqueo, che produce su un individuo normale medio, la stessa sensazione termica complessiva dell'ambiente in esame. In questo non sono in generale verificate né le condizioni di uguaglianza di temperatura nell'aria e sulle pareti, né le condizioni di saturazione o di velocità. Gli effetti dipendono anche dalla pesantezza degli abiti e dal genere di attività delle persone. Appositi grafici sperimentali del Laboratorio della ASH-VE e anche relazioni analitiche dovute al Missenard, mettono in relazione queste grandezze nei casi più comuni.

Nel periodo invernale si consigliano temperature efficaci intorno a 18÷20° e d'estate intorno a 20÷23 °C.

La tabellina seguente mostra in alcuni casi la corrispondenza fra temperature

efficaci  $t_c$ , temperature dell'aria  $t_a$  e umidità relativa  $u$  nel caso di persone adulte in riposo normalmente coperte in ambienti con aria tranquilla e con pareti spesse e quindi praticamente isoterme.

I dati sono approssimativi e servono a titolo di orientamento.

$$t_c = 19^\circ \left\{ \begin{array}{l} t_a = 19 \quad 20 \quad 21 \quad 22 \quad 23 \text{ }^\circ\text{C} \\ u = 1,00 \quad 0,80 \quad 0,60 \quad 0,45 \quad 0,30 \end{array} \right.$$

$$t_c = 22^\circ \left\{ \begin{array}{l} t_a = 22 \quad 24 \quad 26 \quad 28^\circ\text{C} \\ u = 1,00 \quad 0,70 \quad 0,45 \quad 0,25 \end{array} \right.$$

Sensibili variazioni sono introdotte quando si hanno ampie pareti vetrate e quando l'impianto termico funziona prevalentemente per irradiazione anziché per convezione.

È opportuno ricordare che l'umidità relativa  $u$  è usualmente dedotta dalle letture dello *psicrometro*, apparecchio comprendente un termometro a bulbo asciutto, che fornisce la temperatura  $t_a$  dell'aria ed un termometro a bulbo bagnato, che, se l'aria non è satura, accusa una temperatura  $t_b$  minore della precedente.

D'estate il raffrescamento dell'aria ambiente deve limitarsi a non più di  $4 \div 5^\circ$  per non procurare fastidi alle persone. Si giunge ordinariamente coi calcoli a stabilire per il rinnovamento dell'aria valori intorno a  $15 \div 25$  metri cubi a persona per ogni ora. Degli altri casi di locali ad aria condizionata sono da citare in particolare le sale operatorie nelle quali convengono temperature fino a  $32^\circ$  con  $u$  uguale al  $70 \div 80 \%$ .

Negli impianti industriali si fa riferimento alle condizioni più convenienti per il materiale da elaborare o da conservare. A questo riguardo bisogna notare che le fibre tessili sono molto sensibili alle variazioni di umidità e di temperatura dell'aria.

L'umidità propria delle fibre cresce abbastanza rapidamente col grado igrometrico dell'aria che le circonda, e raggiunge condizioni di equilibrio modificando le quali essa assorbe vapore acqueo dall'esterno se l'aria diviene più umida, ne restituisce nel caso opposto.

Ad esempio: su fibre di lana si è rilevato che a  $24^\circ\text{C}$  di temperatura l'umidità in peso delle fibre stesse passa dal 10 al 15 al 20 % quando il grado igrometrico dell'aria sale rispettivamente dal 30 al 60 all'85 % circa. Meno sentito è l'incremento rilevato su fibre di cotone (5, 10, 15 % per  $u$  pari rispettivamente a 40, 80, 90 % circa).

La seta, il lino, la canapa hanno un andamento intermedio a quelli ora indicati, mentre il nylon assorbe meno umidità dello stesso cotone.

Dati sperimentali a  $20^\circ\text{C}$  sono rappresentati in fig. 1 sulle cui ascisse sono segnate le  $u$ .

Si è trovato che valori di  $t_a$  intorno ai  $24^\circ\text{C}$  e di  $u$  intorno all'80 % sono favorevoli alla lavorazione delle fibre, che risultano allora più flessibili, danno luo-

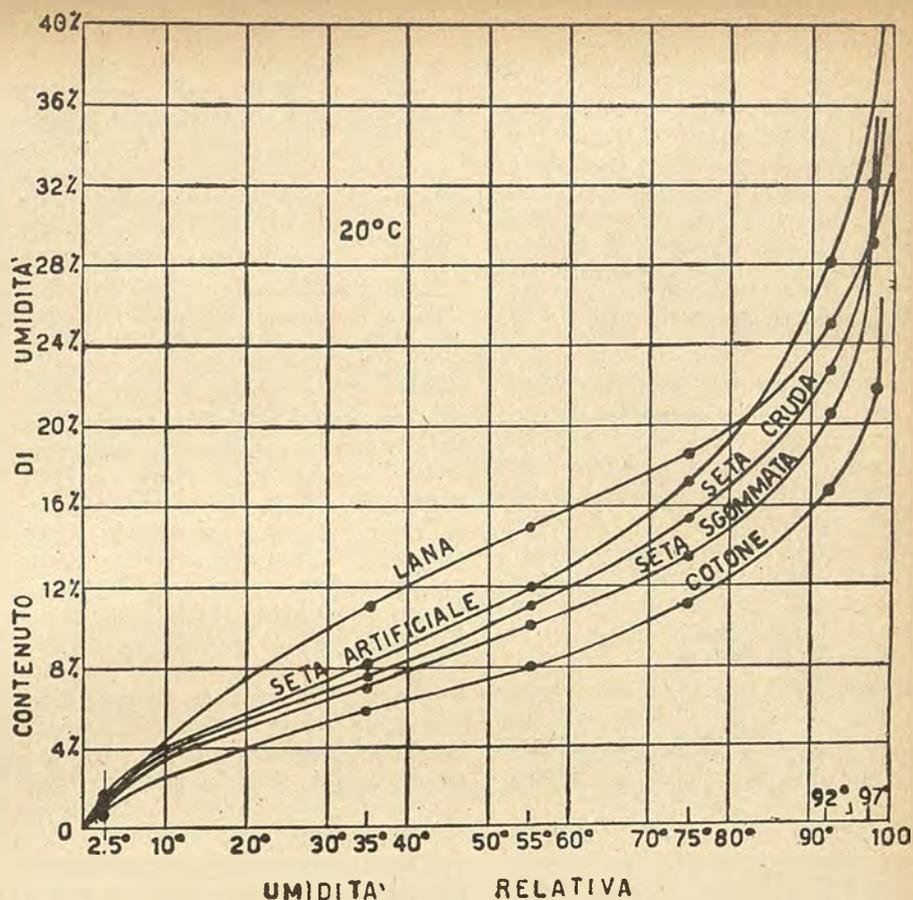


Fig. 1

go a un minor numero di rotture quando sono sollecitate meccanicamente, perdono più facilmente lo stato elettrico prodotto dallo sfregamento e quindi permettono di arrivare a un prodotto finito più lucido, regolare e costante.

A considerazioni e risultati analoghi si giunge nelle industrie molitorie, in quella del tabacco, in molte industrie di prodotti alimentari, s'intende con modificazioni più o meno sentite nei parametri indicati, secondo le qualità dei materiali.

A titolo di esempio nei caseifici si suggeriscono i seguenti valori:  $t_a = 15 \div 18^\circ\text{C}$  ed  $u = 75 \div 80 \%$ .

4. - *Operazioni tecnologiche* - I trattamenti che l'aria deve subire per raggiungere le condizioni richieste sono di vario genere.

Nelle città moderne, la cui atmosfera è così carica di polvere, s'impone anzitutto una eliminazione di questa polvere, eliminazione che può essere ottenuta per le particelle più pesanti col passaggio attraverso *camere di calma* nelle quali la velocità si abbassa notevolmente ed i granuli più grossi si depositano per gravità.

Una eliminazione più radicale si ottiene mediante filtrazione a contatto di tessuti oppure di strati di materiali molto suddivisi (anelli, graticci, lamierini ondulati posti a breve distanza, ecc.) e ricoperti di sostanze oleose sulle quali la

polvere aderisce facilmente. Questi materiali sono spesso disposti in cassette facilmente ricambiabili per la pulizia. Negli ambulatori e altri luoghi di cura si adotta anche l'*ozonizzazione* che ha effetto battericida ed è prodotta dall'effluvio elettrico fra lastre metalliche lambite dall'aria e funzionanti da elettrodi. Una filtrazione efficace può anche essere ottenuta semplicemente con spruzzatori d'acqua.

I trattamenti principali riguardano lo stato igrometrico dell'aria e la sua temperatura.

A seconda delle stagioni e delle circostanze inerenti all'ambiente che interessa (locali più o meno affollati, stato e quantità dei materiali da trattare, scambi di calore coll'esterno) possono risultare necessarie anzitutto operazioni di *inumidimento* o di *essiccazione* dell'aria circolante.

La prima operazione è effettuata in camere nelle quali file di spruzzatori producono una nebbia di goccioline minutissime, artificio che permette di accrescere grandemente la superficie di contatto fra l'acqua e l'aria.

L'evaporazione provoca un raffreddamento dell'aria e può giungere a saturarla, diminuendone la temperatura fino al valore di  $t_b$  indicato dal termometro a bulbo bagnato dello psicrometro.

Gli spruzzatori sono alimentati mediante pompe centrifughe con acqua a temperatura sufficientemente elevata.

Essi sono muniti di piccoli condotti elicoidali precedenti il foro di uscita e provocano la finissima suddivisione dei getti imprimendo ad essi moti rotatori con notevole velocità di efflusso.

Gli stessi apparecchi possono servire a sottrarre umidità all'aria se gli spruzzatori sono alimentati con acqua sufficientemente fredda o con soluzione salina refrigerata. Pacchi di lamiere piegate a zig zag e posti all'uscita delle camere degli spruzzatori servono da separatori delle goccioline trascinate dalla corrente, che può raggiungere e superare i 3 metri al secondo di velocità.

L'essiccamento può anche essere direttamente ottenuto facendo passare l'aria attraverso strati di materiale poroso avido di vapore acqueo come il cloruro di calcio, o meglio ancora come il *silicagel*, dotato di porosità finissime nelle quali l'umidità è fissata fisicamente per *assorbimento* e dalle quali può successivamente essere asportata per riscaldamento. L'impianto comprende allora almeno due parti in parallelo, delle quali una, lavora, mentre nell'altra il materiale è, come usa dire, rigenerato cioè posto in grado di servire nuovamente.

Una sottrazione di umidità all'aria può anche essere ottenuta per condensazione su superfici metalliche (ordinariamente di fasci di tubi) raffreddati per circolazione interna di acqua o di soluzioni saline refrigerate. Il condensato raccolto nella parte più bassa dell'apparecchio è successivamente eliminato.

Tutte queste operazioni sono necessa-

riamente accompagnate da variazioni di temperatura, ma lo stato finale dell'aria al quale esse danno luogo deve essere d'ordinario ulteriormente modificato con somministrazioni o sottrazioni di calore.

Il mezzo più semplice per effettuarle consiste nel soffiare l'aria attraverso apparecchi comprendenti batterie di tubi metallici, lisci o nervati, percorsi internamente da fluidi che nei riguardi della stessa aria sono rispettivamente più caldi (vapore o acqua calda prodotti da caldaie) o più freddi (d'ordinario perché provenienti da apparati frigoriferi).

La regolazione dell'effetto termico, che ha conseguenze anche sullo stato igrometrico, è assicurata sia modificando la portata dei fluidi caldi o freddi, sia mescolando in quantità variabili l'aria trattata con altra che non ha subito queste operazioni. Per questo scopo si manovrano delle valvole a farfalla disposte nei circuiti.

Il problema della regolazione automatica, non della sola temperatura o del solo grado igrometrico, ma dei due parametri contemporaneamente e armonicamente, non è di facile soluzione se le condizioni sono variabili rapidamente nel tempo.

È interessante notare che nel campo del condizionamento hanno recentemente trovato applicazione le *pompe di calore*, preconizzate da Lord Kelvin fin dal 1852, e che consentono, con semplici inversioni di moto di passare dal funzionamento di riscaldamento invernale, con calore sottratto a una sorgente esterna

a livello termico più basso, al funzionamento di raffreddamento estivo, per il quale il calore tolto all'aria è versato all'esterno ad una maggior temperatura.

Se si fa riferimento all'ubicazione degli impianti occorre distinguere quelli *centrali* da quelli *locali*. Nei primi, che sono i più importanti, i trattamenti dell'aria sono eseguiti in un solo apparecchio dal quale mediante ventilatori e reti di condotti l'aria è distribuita agli ambienti da servire, riaspirandola poi da essi in tutto o in parte secondo le esigenze della regolazione.

L'introduzione dell'aria nei locali avviene attraverso luci munite di griglie e talora di deflettori a persiana o anche, se a notevole velocità, mediante bocche coniche, dette *anemostatiche*, perché con ingegnosi artifici si provoca con esse una suddivisione del getto d'aria in più correnti che si mescolano con l'atmosfera circostante e rallentano il loro moto in breve spazio, così da non provocare fastidi alle persone.

Degli impianti locali meritano di essere ricordati quelli disposti in grossi condotti cilindrici collocati nell'interno degli ambienti da servire e spesso nella loro parte più elevata, come avviene in molti stabilimenti tessili.

In applicazioni di minor importanza si hanno mobiletti nei quali sono effettuate, preferibilmente con mezzi elettrici, alcune delle operazioni sopra elencate, compatibilmente col piccolo spazio disponibile.

CESARE CODEGONE.

## Le pressioni dei terreni nella tecnica della coltivazione mineraria

*Passati brevemente in rassegna i metodi di coltivazione delle miniere in rapporto alle caratteristiche dei terreni, si esaminano qualitativamente, al fine del mantenimento dei vuoti creati, gli effetti delle pressioni dei terreni, soffermandosi maggiormente sulla coltivazione con ripiena di giacimenti di carbone in terreni spingenti. Si espongono quindi specificamente gli aspetti tecnici del problema del mantenimento delle gallerie aperte in corrispondenza del giacimento di lignite di Ribolla e si esamina qualche caso particolare rilevato, mettendo in risalto, a fianco delle difficoltà del problema, l'importanza e l'interesse dello studio delle pressioni dei terreni per la tecnica mineraria.*

In un precedente articolo (1) si accennava in generale all'importanza degli studi sulla statica dei lavori minerari, discutendo le conclusioni dell'esame analitico di alcuni casi schematici particolari. Si vuol qui invece esaminare qualitativamente gli effetti delle pressioni dei terreni nei riguardi di lavori di coltivazione mineraria, in particolare analizzando alcuni rilievi effettuati nella Miniera di Ribolla.

### Le pressioni dei terreni ed i metodi di coltivazione.

La scelta di un determinato metodo per la coltivazione di un dato giacimento

minerario nonchè la sua attuazione tecnica derivano sinteticamente da considerazioni tecnico-economiche su:

a) la natura della roccia da coltivare (tenore e valore mercantile dei minerali utili, nonchè caratteristiche fisiche, chimiche e meccaniche della stessa);

b) il giacimento (tipo, forma, dimensioni e distribuzione topografica e batimetrica dello stesso);

c) la natura delle rocce incassanti (caratteristiche fisiche — meccaniche in particolare — delle stesse);

d) la sicurezza dei lavori (in relazione sia alla statica degli scavi ed alla possibilità di cedimenti in superficie, sia alle esigenze dell'ambiente di lavoro

nei riguardi degli operai, sia alla necessità di prevedere ed organizzare tutti gli eventuali servizi, quali educazione, trasporti, ecc.).

Tutti gli elementi ricordati hanno, direttamente o indirettamente, influenza sul comportamento dei terreni in prossimità dei vuoti, in relazione alle pressioni ed alle dislocazioni che ne nascono; ed il concetto informatore dei tre grandi raggruppamenti dei vari metodi di coltivazione (per vuoti, per frana, con ripiena) risulta sinteticamente — seppure in modo implicito — dipendente dall'estrinsecarsi delle pressioni dei terreni (2).

Infatti, si può adottare un metodo di

coltivazione per vuoti quando i valori massimi delle pressioni che si manifestano nei sostegni naturali abbandonati nel sotterraneo, in funzione del carico soprastante e delle eventuali residue sollecitazioni tettoniche, restano nei limiti di resistenza delle rocce interessate, e sempre che queste si comportino sensibilmente come solidi elastici ideali né siano molto fragili. Tale è frequentemente il caso di giacimenti metalliferi in rocce eruttive compatte, cristalline o no; e talora anche quello di giacimenti sedimentari (carboni ad es.), purché le pressioni non siano forti e i banchi di tetto e di letto siano nella loro rigidità tenaci e resistenti.

Un metodo di coltivazione per frana è invece adottabile quando la roccia interessata ha bassissima resistenza a trazione ed a taglio e si presenta quindi, in prossimità dello scavo, quasi incoerente, con zona di distensione molto estesa. Tale è il caso di terreni già naturalmente fessurati, in relazione a sforzi tettonici, o molto fragili e posti a profondità tale per cui il loro preesistente equilibrio naturale, apparentemente elastico, è unicamente dipendente dalla costrizione laterale: la zona di distensione plastica conseguente ai lavori minerari, date le caratteristiche di fragilità della roccia, diventa allora zona di intensa fratturazione.

Naturalmente in un metodo per frana le caratteristiche del letto, devono essere tali che questo non subisca deformazioni sensibili; ed il metodo potrà essere applicato soltanto al tetto del giacimento od anche alla roccia utile, in unione al tetto, a seconda delle caratteristiche meccaniche del giacimento. Inoltre è necessario che il procedere della distensione e conseguentemente della frana non abbia l'aspetto di un rifluimento plastico, né si presenti con crolli violenti, e quindi occorrerà valutare esattamente la reattività della roccia, curando anche che la frana non gravi con pressioni eccessive sui lavori ancora in corso, e che sia con facilità regolabile.

Un metodo di coltivazione con ripiena infine si applica quando l'entità delle pressioni in gioco e le caratteristiche meccaniche delle rocce sono tali da richiedere (per impedire degli estesi franamenti in superficie, o per limitare i cedimenti in sotterraneo, o per mantenere aperti i cantieri) l'adozione di un sostegno continuo. È questo il caso dei terreni compressibili che, per effetto dei vuoti, rifluiscono quasi plasticamente, manifestando pressioni molto elevate.

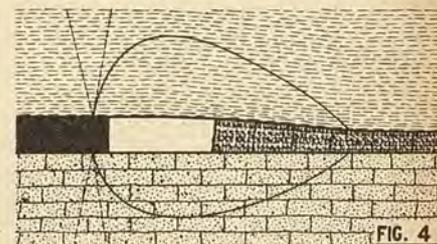
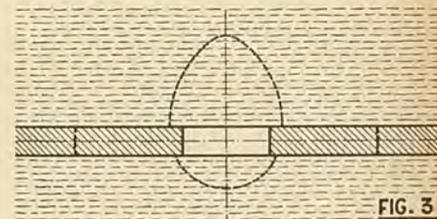
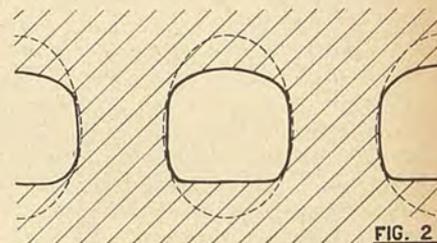
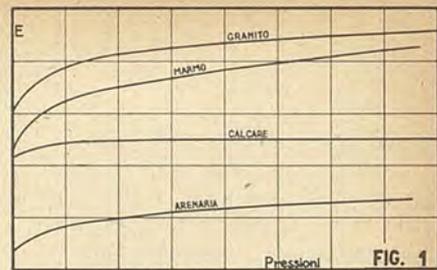
### Le pressioni dei terreni ed il mantenimento dei vuoti.

Nel quadro della coltivazione di una miniera, un problema generale, frequentemente assillante, è quello di assicurare il mantenimento dei vuoti nel modo più economico e per tutto il tempo richiesto

dall'evolversi dei connessi lavori di abbattimento; sotto tal punto di vista sono da distinguersi le vie principali di carreggio, che devono essere mantenute aperte a lungo, dai cantieri di coltivazione, che possono invece avere vita molto breve.

Dove le caratteristiche meccaniche della roccia hanno permesso l'adozione di una coltivazione per vuoti, un problema del mantenimento delle gallerie in genere non esiste neppure, il supposto raggiunto equilibrio elastico, in assenza di successive sollecitazioni derivanti da movimenti tettonici o da altri lavori di coltivazione, dovendo in teoria durare illimitatamente; inoltre la situazione è fondamentalmente la stessa sia per i lavori di coltivazione (dove si hanno reticolati di gallerie delimitanti serie di pilastri) sia per le gallerie principali di carreggio. Il sostegno principale essendo fornito dalle pareti delle gallerie o dai pilastri abbandonati (in unione alle soprastanti volte), i problemi tecnici si riducono a definire la minima sezione necessaria per i pilastri ed a disporre sostegni atti a reggere la zona di distensione in chiave alle gallerie (zona di Trompeter).

La sezione dei pilastri può essere facilmente determinata, tenendo conto del fatto che le massime sollecitazioni (pari a circa 3 volte il valore naturale originario) si manifestano in prossimità della superficie laterale, in base all'altezza dei terreni incumbenti. Se peraltro si temono sollecitazioni originarie diverse, in funzione di sforzi tettonici o discontinuità geologiche soprastanti, è più prudente determinare sperimentalmente il valore delle pressioni nel pilastro; il che può farsi o con misure dirette, peraltro difficili ed imprecise, perché la distribuzione delle pressioni è alterata dall'apparecchio misuratore, o con misure indirette, utilizzando procedimenti geofisici. Il metodo che pare abbia dato i migliori risultati è quello sismico (3), che consente dal rilevamento dei diagrammi dromocronici di propagazione delle onde sismiche di calcolare immediatamente il valore del modulo di elasticità. Conoscendo per le rocce costituenti i pilastri le variazioni di  $E$  in funzione della pressione, si può così indirettamente risalire al valore delle pressioni: la fig. 1 mostra di che ordine è la variazione di  $E$  in funzione della pressione per alcuni tipi di roccia. Naturalmente, dalle tensioni non si ricavano gli effettivi valori punto per punto, bensì dei valori medi nel pilastro, da cui, prescindendo dagli accidenti



strutturali venuti a trovarsi sul percorso delle onde sismiche, possono però dedursi i valori massimi, conoscendo le leggi di variazione delle stesse.

In relazione all'evolvere naturale di una qualsiasi galleria — in mezzo elastico — verso una sezione ellittica di equilibrio, segue poi la convenienza, in coltivazioni per vuoti, di allargare la sezione dei pilastri, in alto ed in basso, dando a questi una forma a fungo; in tal modo si evitano le angolosità, si contribuisce alla formazione della volta, e si limita la zona di distensione di Trompeter (v. fig. 2). In relazione inoltre all'entità delle pressioni verticali in prossimità della superficie laterale dei pilastri, mentre contemporaneamente la pressione orizzontale si annulla, sarà da temersi uno sfogliamento superficiale del pilastro, a scaglie subparallele e subverticali, con una graduale riduzione della sezione resistente dello stesso ed un graduale e più pericoloso aumento delle pressioni. Si ritiene consigliabile, per evitare l'inconveniente, una fasciatura orizzontale del pilastro, a metà altezza; in tal modo si verrebbe a ricosti-

(1) L. STRAGIOTTI, *Considerazioni sulla statica dei lavori minerari*. «Atti e Rassegna Tecnica», 1° semestre 1950.

(2) Vedasi A. BIBOLINI, *Lezioni di Arte Mineraria*. Vol. 2°: «Metodi di ricerca e coltivazione», Lit. Gili, Torino, 1927; dove peraltro la distinzione è fatta solo in funzione del tipo di sostegno utilizzato.

(3) O. LEONARD, *Measure of the rock's pressures on pillars and in subterranean mines*, Eng. and Min. Journal, 1941.

tuire una costrizione laterale al pilastro e la roccia sarebbe idonea a reggere, con minori deformazioni, pressioni anche maggiori.

Per quanto infine ha attinenza ai sostegni ausiliari, questi sono essenzialmente portanti, e possono quindi esser formati dai comuni elementi (butte, quadri, castelle) in legno, idonei a reggere essenzialmente carichi verticali.

Nelle coltivazioni per frana del tetto, il problema del mantenimento dei vuoti porta a soluzioni in genere ancora semplici per le gallerie principali, scavate nel letto del giacimento, il quale, come detto, deve essere resistente e reagente in modo quasi-elastico. Diverse attenzioni devono invece aversi nei cantieri, dove il sostegno, avente funzione essenzialmente provvisoria e temporanea, è solo artificiale e serve anche a regolare il procedere della frana: a tale scopo esso sarà perciò anche essenzialmente cedevole, in modo da permettere una graduale distensione del tetto, già durante l'abbattimento del minerale utile. I sostegni possono essere ottenuti in legno, a quadri tra loro opportunamente collegati per reggere anche spinte non verticali; se talora si usano sostegni in ferro, questi sono formati con gambe telescopiche, la cui altezza si regola in funzione del procedere delle deformazioni.

Quando la frana interessa pure il minerale utile (sia il metodo per sottolivelli o per frana a blocchi) il supporto indiretto provvisorio è costituito dalla stessa formazione utile, che viene ridotta di dimensioni alla base gradualmente ma progressivamente; i sostegni artificiali sono in tal caso minimi ed occasionali.

Un metodo di coltivazione con ripiena, sempre che sia stato adottato essenzialmente per le caratteristiche di resistenza delle rocce in relazione alle pressioni dei terreni e non per altre esigenze, presenta invece, per il mantenimento dei vuoti, problemi assai maggiori.

Infatti in tale ipotesi, il comportamento dei terreni, in prossimità dei vuoti, è essenzialmente plastico: i sostegni non dovranno soltanto reggere il carico delle zone di distensione, ma dovranno opporsi alle pressioni che si esercitano normalmente alle pareti e che sono dovute non solo al peso dei terreni, ma pure alla spinta di dilatazione di questi; e l'equilibrio dipenderà prevalentemente dal tempo.

Normali difficoltà — non da un punto di vista economico, ma essenzialmente da un punto di vista meccanico — possono talora presentare i cantieri di coltivazione, in quanto il supporto principale è fornito dalla ripiena ed ogni determinata configurazione topografica ha vita breve; sempre arduo e complesso è però il problema del lungo mantenimento delle gallerie di carreggio, aperte nel giacimento o nel letto, perchè in esse le pressioni, influenzate anche a notevoli

distanze dalle coltivazioni, hanno distribuzione variabile irregolarmente.

Inoltre, se il giacimento è sedimentario, come nel caso dei carboni, notevole peso può avere la distribuzione stratificata dei terreni e l'inclinazione dei banchi. Per restare in termini più concreti, si esamina con maggior dettaglio questo ultimo tipo di giacimento, di notevole interesse pratico.

### Le miniere di carbone in terreni spingenti.

I terreni che più frequentemente si trovano nei giacimenti carboniferi sono formati da rocce scistose, da marne, da arenarie, oltre che da tutti i termini intermedi e naturalmente dal carbone; ossia da rocce che, in prima approssimazione possono essere classificate fra le coerenti, ma che hanno ancora una certa rigidità, non disgiunta da fragilità.

Assoggettate a prove meccaniche di resistenza queste rocce non presentano mai una vera fase plastica precedente la rottura; e, quantunque abbiano preponderante influenza sui risultati ottenuti sia il tempo che l'intensità e la direzione del carico, in genere all'inizio della sollecitazione si comportano ancora come solidi quasi-elastici, con caratteristiche di deformazione ben distinte da tipo a tipo (4).

Tuttavia, sotto forti pressioni equivalenti a quelle orogenetiche, la maggior parte di esse presentano una notevole deformabilità, apparentemente plastica ed uguale per tutte.

Si è constatato (5) che questa deformabilità delle rocce dipende dalla minuta fessurazione delle stesse in conseguenza dei lavori di scavo; per modo che, grazie agli scorrimenti piccolissimi che si possono produrre tra i suoi elementi costituenti, un banco può col tempo piegarsi notevolmente, e addirittura apparire plasticamente fluente. Pur essendo fisicamente discontinuo, esso conserva apparentemente la sua continuità geometrica, perchè scorrimenti e spostamenti sono lenti e piccoli, frenati dalle considerevoli resistenze dovute all'alto coefficiente di attrito interno delle rocce; ma naturalmente le caratteristiche di resistenza sono variate e l'influenza di altri fattori, tra cui principalmente l'umidità, può far sentire grandemente il suo effetto (6).

Quindi, in prima approssimazione, appare ancora accettabile di immaginare al limite dell'equilibrio elastico un cantiere in coltivazione, anche in rocce spin-

genti; purchè si supponga evitato mediante opportuni sostegni, il manifestarsi di cedimenti vistosi od il propagarsi di deformazioni quasi-plastiche, e purchè breve sia la vita del cantiere in una data posizione topografica.

Sotto tali condizioni si può ancora, per una informazione qualitativa, trascurare la natura stratiforme del tetto e considerarlo un masso omogeneo diviso dallo strato utile da un piano di scorrimento preferenziale.

Un generico cantiere di coltivazione, in fase di tracciamento, appare allora come una galleria di sezione rettangolare. A mano a mano che si rompe l'equilibrio elastico naturale preesistente, le pressioni assumono valori altissimi agli angoli della sezione e per una certa profondità nelle spalle di carbone; il quale, avendo resistenza meccanica molto bassa pure essendo praticamente incompressibile, per primo si fessurerà via via e sul fronte tenderà a franare. In relazione quindi alla cedevolezza delle pareti ed alla scarsa resistenza del carbone, la zona ellittica di distensione non si limiterà a circoscrivere il rettangolo della sezione, ma si estenderà molto ai lati, interessando una zona assai più vasta precedente ulteriormente nel banco di carbone, assai più che nel tetto (fig. 3).

Se poi il cantiere, anzichè in tracciamento, è in fase di coltivazione, la schematica galleria rettangolare di riferimento avrà una parete in carbone, l'altra in ripiena, questa costituendo un appoggio assai più cedevole del carbone. La fig. 4 rappresenta lo schema cui si allude, in assenza di armature nel cantiere: la zona di distensione è assai più estesa sulla ripiena più compressibile, e conseguentemente la pressione assume valori assai maggiori sull'appoggio in carbone, sopra il quale possono anche manifestarsi le prime fratture nel tetto (linee a tratto, con andamento divergente, della figura).

Le armature nei cantieri di coltivazione devono quindi seguire immediatamente l'abbattimento ed essere atte a diminuire le pressioni sopra il fronte di carbone, onde evitare l'estendersi della zona di distensione e soprattutto il formarsi delle fratture indicate in fig. 4, che pregiudicherebbero la sicurezza del lavoro. Peraltro i sostegni devono pure adattarsi al progressivo assestamento della ripiena; saranno allora tanto cedevoli (7) da portare il tetto a scaricarsi assai all'interno della ripiena, consentendo che ciò avvenga con una deformazione geometricamente continua.

Nei riguardi delle gallerie di carreggio, in presenza di una sensibile inclinazione dei banchi, occorre distinguere tra quelle in traverso-banco e quelle in direzione, siano queste ultime nel letto o nel giacimento. Trattandosi infatti di gallerie che devono essere mantenute aperte a lungo in zona plasticamente deformata, il sostegno è in genere resistente e continuo: allora nel caso dei traverso-banchi,

(4) PHILLIPS, *Les roches houillères: leur propriétés et leur influence dans le problème du soutènement*, Annales des Mines de Belgique, 3, 1938.

(5) H. LABASSE, *Le terrain houiller*, Rev. Univ. des Mines, gennaio 1949, 9-V-1.

(6) N. DESSART, *L'exploitation houillère sous ses aspects nouveaux*, Rev. Univ. des Mines, 1943, 5.

(7) KEGEL, *Bergmännische Gebirgsmechanik in Berg- und Aufbereitungstechnik*, Vol. III, p. 2, Knapp-Halle, 1942.

le sollecitazioni anomale dovute all'inclinazione degli strati, avendo prevalentemente senso assiale, sono facilmente assorbite dal rivestimento, nella sua lunghezza; nell'altro caso manifestandosi invece nei piani trasversali alla galleria, si aggiungono alle altre spinte dei terreni.

Dallo studio delle condizioni di equilibrio, in regime plastico, di una galleria in traverso-banco appare che la spinta di equilibrio che deve presentare il sostegno, massima all'inizio, diminuisce rapidamente a mano a mano che la distensione e la dilatazione plastica dei terreni circostanti alla galleria interessa una zona più distante. D'altra parte (8), calcoli condotti sotto particolari ipotesi e per valori del modulo di Poisson maggiori di 2, lasciano dedurre che, appena aperta la galleria, la pressione è nulla in chiave ed al piede della galleria, mentre è fortissima sulle pareti; successivamente le pressioni diminuiscono sulle pareti, mentre aumentano sulla verticale, sino ad assumere valori dello stesso ordine, restando però minori al piede che non in chiave: il peso dei terreni fessurati diminuisce al piede la spinta di dilatazione delle rocce, limitando il fenomeno, mentre in corona l'accresce (9).

L'armatura deve dunque essere costituita da un rivestimento continuo, che, data la distribuzione delle pressioni, è consigliabile abbia forma circolare: esso viene realizzato in legno (sezione poliedrica) o in calcestruzzo (preferibilmente in conci vibrati) o in ferro (centine). È però da osservare che un tale rivestimento — avente carattere definitivo — non può essere messo in opera subito dopo lo scavo della galleria, perchè allora un rivestimento richiederebbe sezioni enormi ed antieconomiche o sarebbe addirittura, a profondità grandi, impossibile. È conveniente, attesa la piccola spinta in chiave esistente all'atto dello scavo, mettere il primo sostegno con un certo ritardo, onde consentire una iniziale distensione dei terreni; e procurare che questo primo sostegno non sia continuo o, se continuo, sia compressibile e deformabile. In tal modo potrà verificarsi una certa dilatazione dei terreni, a spese di una riduzione di sezione del traverso-banco; ma, dopo una o — a seconda dei casi — più riprese, la galleria assumerà la sua configurazione definitiva, la pressione essendosi adeguata alla resistenza dell'armatura. I rivestimenti prima menzionati quindi, se realizzati in legno, saranno a quadri vicini, non proprio contigui, se in calcestruzzo, saranno a conci intervallati da tavolette in legno, se in ferro, saranno in elementi, tipo Toussaint Heinzmann, collegati ad attrito con possibilità di scorrimenti relativi.

Diverso è il regime delle sollecitazioni se la galleria è aperta in direzione in una pila di strati, le massime pressioni iniziali essendo essenzialmente di tetto e

di letto e dirette secondo una linea intermedia tra la verticale e l'immersione dei banchi (10). Se poi la galleria, sia essa in traverso od in direzione, penetra nella zona di influenza di un cantiere di coltivazione, le pressioni risultano notevolmente rinforzate in direzione perpendicolare agli strati verso la zona coltivata. Le armature impiegate sono ancora le ultime ricordate, ma il mantenimento delle gallerie ovviamente è più difficoltoso.

Dettagli a questo riguardo sono illustrati in seguito, descrivendo qualche caso di deformazione in sostegni e gallerie della Miniera di Ribolla, potuto rilevare durante una visita; non disponendo di dati sulla resistenza e sul coefficiente di attrito delle rocce interessate, anche allora le osservazioni saranno però qualitative.

### Il giacimento di lignite di Ribolla.

Nel giacimento di Ribolla, definito dal Lotti (11) « il più vasto ed interessante deposito di lignite miocenica della Toscana e forse dell'Italia », si trova una situazione tecnicamente corrispondente a quelle ultimamente menzionate nei riguardi del mantenimento di vuoti.

La stratigrafia interessante i lavori di coltivazione è tutta compresa nel miocene superiore e formata:

a tetto da: gessi, argille a frustoli lignitici, marne dure (costituenti lo strato di tetto a contatto con la lignite);

a letto da: argille e marne sabbiose, con intercalati straterelli di lignite e scisti carboniosi; cui seguono argille con ciottoli, arenarie e successivamente formazioni comprendenti altri piccoli banchi di lignite non coltivati.

Il banco coltivato, costituito di lignite picea di buona qualità, con potere calorifico sempre superiore alle 5.000 Cal., ha una potenza, nella zona principale delle attuali coltivazioni, piuttosto uniforme di 4÷4,5 m.

La forma del giacimento è a conca. Gli strati sono in genere concordanti: essi, quasi pianeggianti sul fondo del bacino, sono talora, per sollecitazioni tettoniche, raddrizzati, specie in zone marginali, sino a diventare quasi verticali, e presentano frequenti accidenti tettonici.

(8) H. LABASSE, *Les pressions des terrains autour des travers-banc horizontaux*, Rev. Univ. des Mines, gennaio 1950, 9-VI-1.

(9) Una conferma dell'osservazione è data dalle seguenti constatazioni, fatte anche ripetutamente da chi scrive alla Miniera di Cadibona: in gallerie, aperte in zone a non forti pressioni ed armate in quadri normali, il rigonfiamento al piede cessa dopo alcun tempo. Se si opera un ribasso del piede della galleria, il rigonfiamento riprende, arrestandosi ad altezza minore, grazie la maggior distensione avvenuta nel terreno; un marcato rigonfiamento si nota invece dopo giorni di sospensione di lavoro per sciopero o ferie, causa la mancanza del carico dovuto al passaggio dei vagonetti.

(10) H. LABASSE, *Les Pressions des Terrains autour des Galeries en Couche*, Rev. Univ. des Mines, febbraio 1950, 9-VI-2.

(11) B. LOTTI, *Geologia della Toscana*, a cura del R. Uff. Geologico, Roma, 1910.

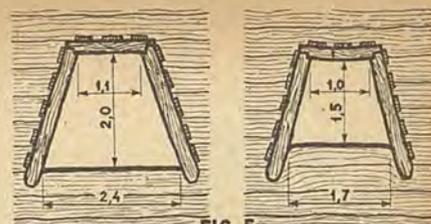


FIG. 5

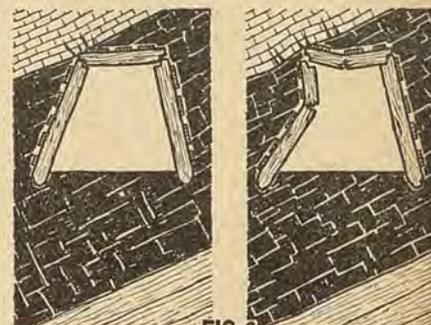


FIG. 6

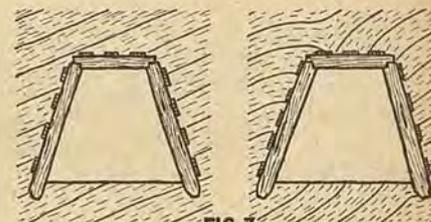


FIG. 7

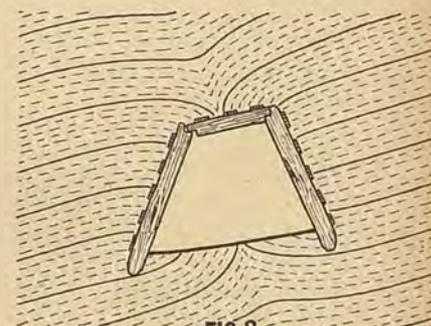


FIG. 8

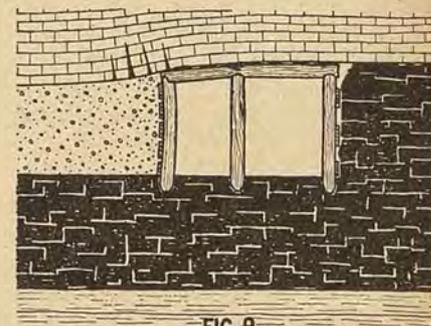


FIG. 9

quali faglie, alternanze di anticlinali e sinclinali, rifollamenti. Ne conseguono deformazioni notevoli nelle rocce, con fessurazioni e scorrimenti — spesso macroscopicamente visibili —, incipiente scistificazione (specie nel tetto) e diminuita resistenza meccanica accoppiata ad una più facile deformabilità, dovuta alle tensioni residue.

I lavori di coltivazione sono attualmente compresi tra i livelli —50 e —260

FIG. 10

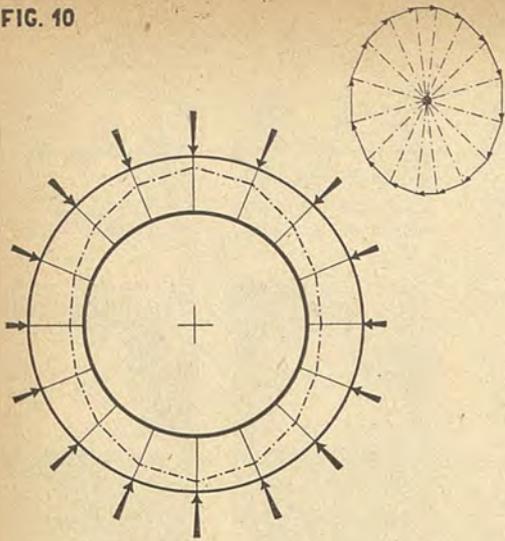


FIG. 11

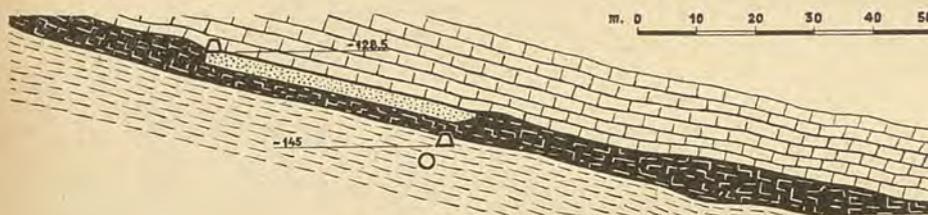
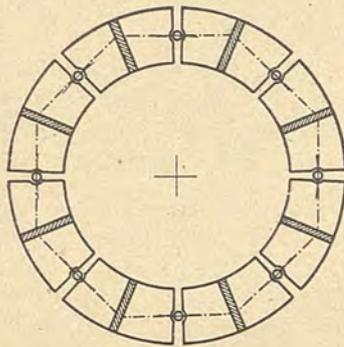
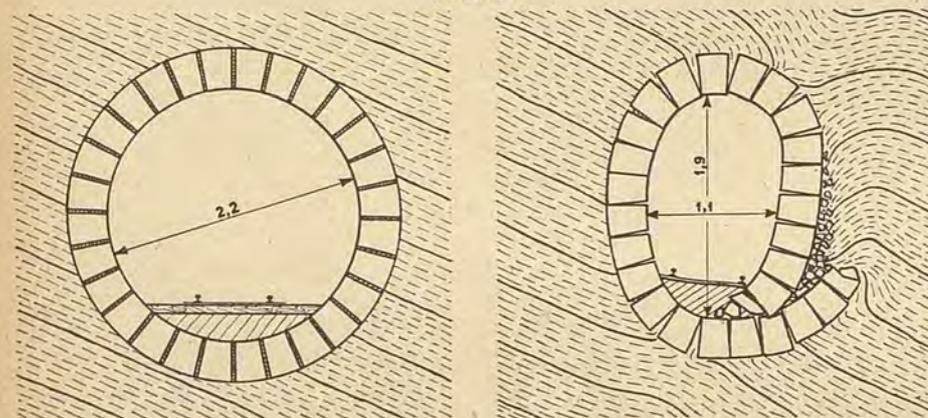


FIG. 12



sotto il liv. del mare, la superficie del suolo essendo a quota +50; la pendenza più frequente nei cantieri è sui  $20 \div 25^\circ$ . La coltivazione, con ripiena, viene realizzata suddividendo il giacimento in due fette secondo pendenza, che sono prese in ordine discendente per trincee precedenti a taglio montante o con attacco frontale avanzante in direzione: il taglio frontale è limitato alle zone dove la lignite è più uniforme. Raramente, dove il giacimento è raddrizzato, si adotta ancora il precedente metodo delle fette orizzontali discendenti. In genere i cantieri di coltivazione geometricamente appaiono quindi come delle gallerie inclinate secondo la pendenza del banco, delle cui pareti una è formata da lignite, l'altra da ripiena, mentre il cielo può essere strato di tetto o ripiena ed il piede carbone o strato di letto.

Le gallerie di carreggio, anziché nel

banco come un tempo, sono oggi tutte aperte nel letto e devono essere riprese svariate volte: il costo di apertura e di manutenzione è ovviamente maggiore, ma giustificato da motivi di sicurezza, in relazione alla facile incendiabilità della lignite, onde poter derivare circuiti di ventilazione separati per ogni cantiere.

Il problema del mantenimento dei vuoti aperti in corrispondenza del giacimento di Ribolla presenta quindi aspetti assai simili a quelli ultimamente cennati per i giacimenti di carbone in genere e richiede normalmente il superamento di notevoli ostacoli. La spingenza dei terreni ed il loro comportamento talora quasi-plastico sono dipendenti dai seguenti elementi:

— le generiche caratteristiche di re-

(12) H. LABASSE, *Les Pressions des Terrains autour des galeries en couche*, op. cit.

sistenza delle rocce incassanti, sia di tetto che di letto;

— la maggior deformabilità delle rocce che, per sollecitazioni tettoniche, hanno già subito una distensione con fessurazione e scistificazione (importante specie nel tetto, che altrimenti sarebbe di roccia assai dura);

— la bassissima resistenza a compressione e la notevole fragilità della lignite (in parte intrinseca al materiale, in parte dovuta alle deformazioni tettoniche);

— le tensioni residue, di origine orogenetica;

— il carico dovuto ai terreni incombenti, che si manifesta prevalentemente in direzione normale alla stratificazione, data la maggior deformabilità degli strati ed il minor valore di  $E$  in tal senso;

— la presenza di acque di infiltrazione e di percolamento, che, pur non avendo importanza per l'eduzione, diminuiscono notevolmente le caratteristiche di resistenza delle rocce, aumentandone nel contempo la deformabilità e la spinta di dilatazione (l'effetto dell'acqua, o anche della stessa umidità ambiente è talora indefinibile e maschera altre cause; in genere si manifesta prevalentemente sulle argille del letto);

— le spinte o le anomale distribuzioni di tensioni, dovute all'effetto delle vicine coltivazioni (non sempre ben definibili, ma in genere manifestantesi in un aumento del carico normalmente agli strati o in un risucchio delle gallerie verso le zone già coltivate).

### La deformazione nelle gallerie a Ribolla.

Dato il gran numero di cause, riesce nel giacimento di Ribolla alquanto difficile sceverare, caso per caso, la natura ed il senso prevalente della sollecitazione. Inoltre quasi sempre le deformazioni che si riscontrano nei terreni e nelle armature sono tanto notevoli, che più nessuna possibilità vi è di risalire ai carichi; e spesso, specie nelle zone di più intenso corrugamento, hanno aspetto affatto irregolare ed imprevedibile, diverso da punto a punto. Tuttavia, in linea generale, escludendo le zone dove notevoli sono le residue tensioni orogenetiche o dove le acque hanno influenzato gli scorrimenti dei terreni, le sollecitazioni massime appaiono orientate ortogonalmente alla stratificazione.

Si possono quindi schematicamente ritenere predominanti le seguenti deformazioni:

— nelle gallerie a letto in direzione od in trasverso, appena aperte, il notevole rigonfiamento del piede, giungente, se l'armatura è provvisoria con quadri normali in legno, ad un ingoiamento vero e proprio delle gambe per  $\frac{1}{4}$  della loro lunghezza (fig. 5), e accompagnato da una riduzione generale di tutta la sezione (il rigonfiamento del piede è aiutato dalla presenza nel letto di strati

di scisti carboniosi (12); le massime riduzioni di sezione riscontrate in un sol giorno sono del 5 %);

— nelle gallerie in banco, sotto tetto, il cedimento del tetto, in relazione alle basse proprietà meccaniche ed alla fragilità della lignite (fig. 6);

— nelle gallerie a letto in direzione, più volte riprese, il rifluimento degli strati, con tendenza al limite, in equilibrio stabile definitivo, a disporsi con la giacitura perpendicolare al contorno della galleria (fig. 7);

— nelle gallerie in direzione, sempre che l'inclinazione degli strati non sia forte, una rotazione dei quadri, che tendono a disporsi, in relazione alla disuniforme distribuzione dei carichi ed alla cennata deformazione degli strati, sensibilmente in accordo con la pendenza degli stessi (fig. 8);

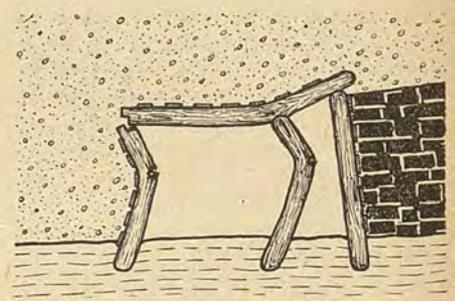
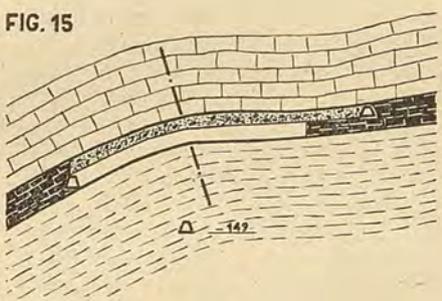
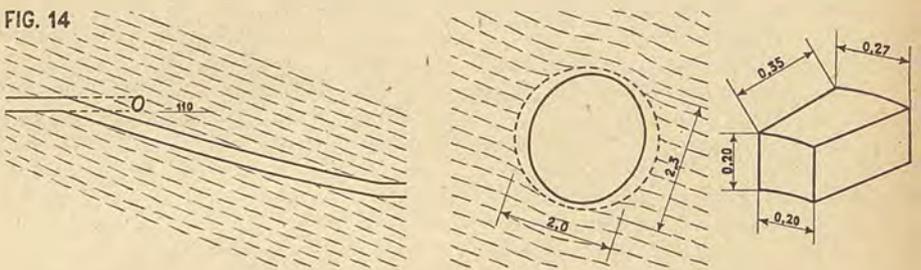
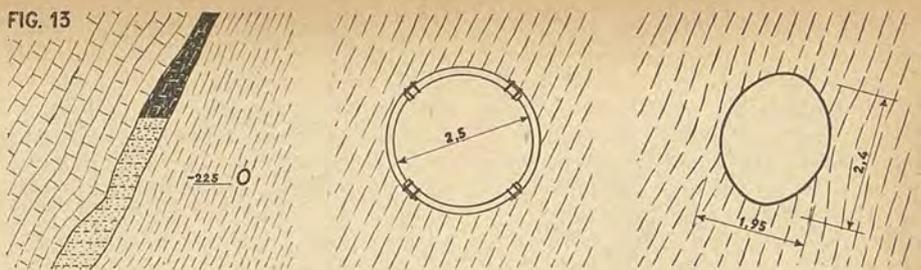
— nei cantieri di coltivazione (taglio superiore), il cedimento dei quadri sotto la spinta del tetto, manifestantesi prevalentemente dalla parte della ripiena (fig. 9), in relazione alla maggior cedevolezza di questa rispetto alla lignite (dopo assestamento la ripiena, che è manuale, raggiunge soltanto il 60 % della altezza iniziale);

— nei cantieri di coltivazione (taglio inferiore), il rigonfiamento del letto, manifestantesi ancora con l'ingoiamento delle gambe dei quadri (esso impedisce, nei pochi cantieri dove l'abbattimento è fatto con tagliatrice a barra in relazione alla locale particolare compattezza della lignite, di superare coi tagli la profondità di 2 m.; perchè, nel breve giro delle 2 ore necessarie per esaurire il taglio, i terreni si rinchiodano gradualmente bloccando l'asta).

In relazione a queste deformazioni, le armature adottate sono in genere completamente giustificate.

Nei cantieri infatti conviene usare quadri in legno di forma rettangolare, attesi anche la rapidità di avanzamento negli stessi (una trancia non resta aperta più di 15 giorni) ed il carattere di provvisorietà dell'equilibrio richiesto: l'equilibrio stabile definitivo verrà raggiunto naturalmente, a coltivazione esaurita, dopo qualche anno.

Nelle gallerie di carreggio si impiegano in genere: subito dopo lo scavo, armature in quadri discontinui in legno; nelle successive riprese, rivestimento compressibile in concetti di calcestruzzo vibrato ad alta resistenza intervallati da tavole di legno dolce (v. fig. 12 a sinistra), o più raramente centine deformabili in elementi d'acciaio Toussaint Heintzmann, o ancora quadri in legno contigui. I quadri di legno consentono una notevole distensione dei terreni e sono quindi i più adatti subito dopo l'apertura della galleria, quando nessun rivestimento reggerebbe. Invece, nelle successive riprese, quando, per la spingenza delle rocce o per esigenze di servizio, non è più sufficiente una ripetizione del-



l'armatura in quadri, si pensa che dovrebbero preferirsi ai concetti le centine in ferro; in relazione al fatto che le pressioni hanno valori maggiori perpendicolarmente ai piani di stratificazione, eventualmente ancora rinforzati per effetto delle coltivazioni.

Se infatti si traccia (fig. 10) il poligono dei carichi per una tale distribuzione delle forze, si ottiene una curva delle pressioni nel rivestimento da cui appare una compressione eccentrica sugli elementi corrispondenti alle maggiori spinte esterne. Non volendo dare all'armatura sezione ellittica o spessori differenti nei vari punti, essa verrà, con le successive deformazioni, ad essere sollecitata anche a trazione proprio nei punti in cui le pressioni esterne sono maggiori. Un'armatura in concetti potrebbe essere razionalmente impiegata se questi fossero intervallati, oltre che dalle tavolette compressibili in legno, anche da perni (figura 11), atti a funzionare come cerniere per centrare gli sforzi.

La centina in ferro è quindi preferibile in simili casi, perchè idonea a sopportare anche sforzi di trazione; tanto più che graduando opportunamente il bloccaggio delle staffe, si può sempre adeguare la libertà degli elementi e la deformabilità elastica della centina complessiva alle variazioni delle pressioni. Un indirizzo in tal senso pare si faccia

strada a Ribolla, specie per le zone più disturbate.

Il rivestimento in concetti di calcestruzzo è invece adottabile senz'altro, come i rilievi confermano, nelle gallerie già riprese più volte, dove gli strati, coi successivi rifluimenti e con le relative asportazioni di roccia, hanno portato la loro giacitura a diventare quasi perpendicolare al contorno del vuoto. Infatti il rifluimento degli strati, la cui massima deformabilità (minimo valore di  $E$ ) è in senso normale, serve a rendere minima l'energia elastica del complesso dei terreni in deformazione; e la configurazione che al limite si raggiunge, riproducete sensibilmente l'andamento delle isostatiche nel terreno in un equilibrio elastico naturale, è quella di equilibrio stabile, in cui la distribuzione delle pressioni è uniforme su tutto il contorno della galleria. Allora, in galleria ormai stabilizzata, con pressioni uniformi, il rivestimento in concetti potrà ancora, come si constata, ridursi di sezione, sino a che la pressione dei terreni sarà scesa tanto da essere in equilibrio con la resistenza dell'armatura, ma la forma della sezione sarà mantenuta.

Nei riguardi delle gallerie di carreggio è poi ancora da notare che spesso si rilevano deformazioni assai diverse in gallerie aperte nello stesso tempo ed in terreni equivalenti, ma rifatte diverso nu-

mero di volte od in tempi diversi, le deformazioni avendo avuto differente modo di manifestarsi nel tempo. Inoltre tutte le deformazioni non di origine tettonica hanno sempre prevalente carattere locale; e dato il grande attrito interno delle rocce non si ripercuotono per zone molto estese, presumibilmente non oltre una ventina di metri, sia in senso normale che parallelo agli strati.

A maggior chiarimento di quanto detto, si illustrano singolarmente alcuni casi particolari di deformazioni, in corso o parzialmente stabilizzate, rilevati in zone regolari, asciutte e poco disturbate della Sezione Sud della miniera:

Galleria in direzione nel letto, armata in conci, in via di distruzione (fig. 12: in alto la corrispondente sezione del giacimento, a sinistra la sezione originale della galleria, a destra la situazione rilevata). La galleria, dopo poche riprese, è stata armata in conci nel 1943; la resistenza attuale dell'armatura, spezzata in un punto, è ormai nulla. Prima della rottura, il rivestimento era irregolarmente ovalizzato, con riduzione prevalente sull'asse normale agli strati: la rottura, verificatasi in zona tesa del rivestimento, è da addebitarsi a scorrimenti eccezionali del terreno provocati da locale percolazione di acque, ad aumentati valori delle pressioni per effetto delle soprastanti coltivazioni, e forse anche a fatica dell'armatura. Da notare la disposizione degli strati, che specie con l'attuale cedimento hanno potuto assumere una configurazione prossima a quella di equilibrio.

Galleria in direzione nel letto, armata in centine (fig. 13: a sinistra la corrispondente sezione del giacimento, in centro la sezione originale della galleria, a destra la situazione rilevata). La galleria è alla prima ripresa: l'armatura in centine (formate con 4 elementi TH da 21 Kg/m in acciaio a 60 Kg/mm<sup>2</sup>, sovrapposti di 20 cm.) risale alla primavera del 1949. Appare ovalizzato con schiacciamento normalmente alla stratificazione: le sollecitazioni hanno direzione prevalentemente dipendente dalla stratificazione e dalle coltivazioni.

Galleria in direzione nel letto, armata in conci (fig. 14: a sinistra la corrispondente sezione del giacimento, in centro la galleria rilevata, a destra le dimensioni dei conci). E' stata armata in conci all'inizio del 1949. La sezione è rilevata in corrispondenza dell'asse di una sottostante discenderia; la deformazione ha carattere molto particolare, in quanto lo schiacciamento è nel senso della stratificazione. Probabilmente trattasi di zona in notevole distensione (tenuto anche conto della limitata entità della deformazione), per assestamenti dovuti a vecchie coltivazioni soprastanti o per effetto di residue sollecitazioni tettoniche.

Cantiere di coltivazione, taglio inferiore (fig. 15: a sinistra sezione longitudinale del cantiere, a destra sezione trasversale della trancia). Trancia di attuale coltivazione in zona particolare; da notare la distruzione dei quadri, malgrado che le trincee restino aperte il minimo tempo possibile, in quanto, per via della variazione di pendenza del banco da

5° a 20°, la spinta di dilatazione del letto e la pressione del tetto attraverso la ripiena sono particolarmente rinforzate.

## Conclusioni.

Le varie osservazioni sin qui fatte saltuariamente nell'esaminare diversi aspetti del problema delle pressioni nella tecnica dei lavori di coltivazione di un giacimento, oltre alle conclusioni specifiche relative ad ogni singolo caso, nel complesso confermano l'utilità delle schematizzazioni teoriche di studio e la loro rispondenza nei problemi reali. Implicitamente però esse sottolineano anche la convenienza di spingere nel dettaglio tutte le osservazioni dirette, cercando di collegare dati e deduzioni, in modo da realizzare parallelamente una sintetica ed organica raccolta di elementi sperimentali atti a completare le deduzioni teoriche.

L'importanza infatti, soprattutto economica, dei problemi delle pressioni dei terreni nella tecnica mineraria non deriva soltanto dall'interesse di difendersi da esse, come prevalentemente analizzato nella presente nota, ma anche dall'arte di utilizzarle nei riguardi dei mezzi di lavoro per l'abbattimento e dell'organizzazione della coltivazione; argomento questo peraltro che, nel caso del giacimento di Ribolla è messa in secondo piano da inderogabili considerazioni sulla sicurezza, in dipendenza dell'eventuale presenza di grisou e del frequente pericolo di incendi.

LELIO STRAGIOTTI.

# Su alcune caratteristiche delle sospensioni granulari nella preparazione dei minerali

*Premesse alcune osservazioni sulla difficoltà delle ricerche nel campo delle sospensioni granulari, si discutono alcune caratteristiche delle stesse, ponendo in rilievo le condizioni atte a definirle in equilibrio idrodinamico, e indicando un metodo per determinare sperimentalmente la equivalenza in caduta ostacolata tra sospensioni granulari.*

I fenomeni fisici utilizzati nei vari procedimenti industriali di preparazione idro-gravimetrica dei minerali si manifestano sempre sopra sospensioni di grani, cioè sopra miscugli generici di masse granulari minerali con acqua. Il movimento dei grani ha quindi necessariamente aspetti unitari nei differenti metodi e nei differenti apparecchi, anche se talora la continua evoluzione delle attuazioni tecniche si presenta (come nel procedimento per Sink and Float) in funzione di aspetti fenomenici apparentemente nuovi. Si vogliono qui discutere appunto alcune caratteristiche generiche delle sospensioni di grani, indipendentemente da schemi di attuazione pratica particolare.

Occorre anzitutto precisare che le « sospensioni granulari », in quanto costi-

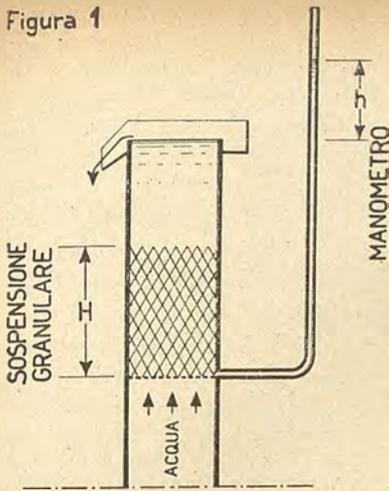
tuite da grani sempre di dimensioni apprezzabili, e formate artificialmente mediante dispersione dei grani per agitazione meccanica, sono da considerarsi ben distinte dalle « vere sospensioni » o « sospensoidi », che interessano altri campi. Esse sono comprese tra i modelli limite: della sospensione estremamente diluita, da essere formata da un solo grano disperso in una massa di acqua molto grande; e della sospensione estremamente affollata, costituita da una massa di grani costipati gli uni sugli altri, immersi nell'acqua a costituire un « letto stazionario di grani ».

Nella prima condizione, il movimento di un grano, sotto l'azione della forza-peso, e purchè le sue dimensioni siano trascurabili rispetto alle dimensioni del recipiente, segue le leggi della cosid-

detta « caduta libera »; nell'ultima condizione, i grani non godono più di alcuna mobilità; in tutti i casi intermedi, la mobilità di un singolo grano, considerato astrattamente in seno alla sospensione, è ostacolata (« caduta ostacolata ») dalla presenza della restante massa granulare.

In una sospensione (d'ora in poi si ometterà per brevità l'aggettivo « granulare ») generica il movimento di un qualsiasi grano sarà quindi funzione della massa specifica, delle dimensioni, della forma e delle proprietà di superficie del grano, nonché delle resistenze opposte dall'ambiente; queste essendo dipendenti da: densità e viscosità — e quindi anche temperatura — del fluido, massa, dimensioni, forma, proprietà di superficie dei grani, contorno dello spa-

Figura 1

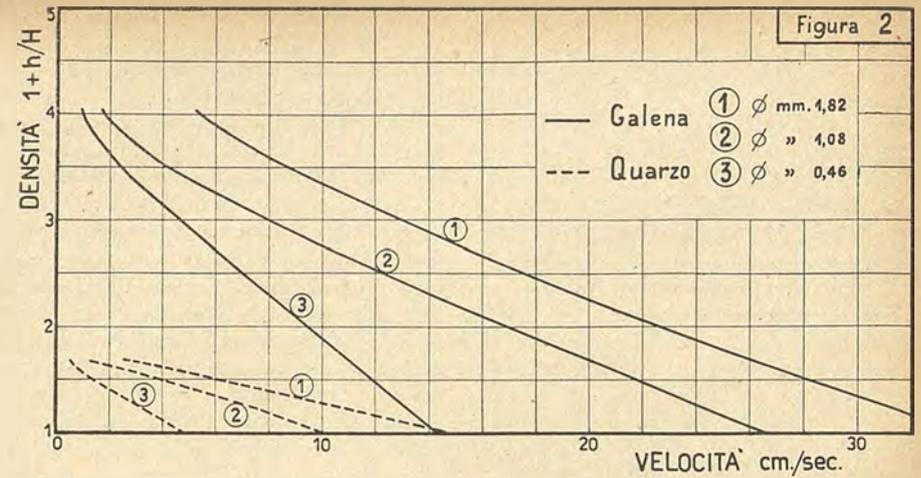


zio in cui la sospensione è compresa, legge di distribuzione dei grani nella sospensione e porosità della stessa. Sarebbe poi ancora da notare che le proprietà di superficie sono a loro volta dipendenti da molte altre variabili, tra cui anche dal tempo, e quelle di forma definibili solo statisticamente o con sperimentazione (in quanto in una massa granulare reale ottenuta per triturazione del prodotto di una coltivazione mineraria non è mai possibile trovare due grani tra loro geometricamente uguali).

Di fronte a tale complessità di problema, gli studi teorici su modelli semplici (in cui si ritenga lecito trascurare un gran numero di variabili), quali al limite gli studi sulla caduta libera, servono soltanto a fornire degli indirizzi concettuali per l'interpretazione della fenomenologia reale; le indagini teoriche pur pregevoli (1) su caduta ostacolata di masse granulari in sospensioni riguardano invece prevalentemente casi particolari (ad es. la sedimentazione di granuli molto fini) e comunque, raramente forniscono risultati analitici di per sé espressivi.

Appare quindi comprensibile e giustificata la consuetudine pratica di definire le sospensioni, con prove sperimentali tecnologiche, in base a generiche caratteristiche globali; anche se poi le proprietà caratteristiche si trovano espresse in funzione di finalità attuative, con terminologia spesso non corrispondente al fenomeno fisico. Si parla così di una « densità apparente » o brevemente « densità » (rappresentata numericamente dal peso per unità di volume, ossia dalla somma del peso di acqua e del peso di solido contenuti nell'unità di volume di sospensione), di una « viscosità » o « viscosità apparente » o « consistenza » (misurata in modo analogo alla viscosità di un fluido), ecc.

Ciò può però facilmente indurre in errore chi non sia ben attento all'essenza delle cose: le definizioni usuali infatti si basano su di una analogia di comportamento delle sospensioni nei ri-



guardi dei veri liquidi, risultante da un fenomeno essenzialmente idrodinamico, che ha peraltro dei confini ben netti.

Servirà di chiarimento la descrizione di alcune esperienze, in parte già note, ma recentemente ripetute da chi scrive. L'apparecchiatura sperimentale usata è, nella sua essenza, schematizzata in fig. 1. Un cilindro di vetro a sezione circolare e ad asse verticale è percorso da una corrente ascendente di acqua: per delimitare inferiormente il campo della sospensione, esso è provvisto di una reticella metallica piana, orizzontale, fissata ad una certa altezza, a cui corrisponde lateralmente un tubo manometrico.

Si supponga di disporre entro il cilindro una massa di grani minerali, tutti della stessa specie mineralogica e strettamente classificati volumetricamente in modo da poterli ritenere tutti della stessa dimensione e forma; si supponga inoltre che, in una sezione orizzontale del cilindro, la velocità dell'acqua abbia distribuzione uniforme, e che nel tubo manometrico possa entrare solo acqua pura.

In assenza di corrente di acqua, la massa granulare poggia sulla reticella, raggiungendo una certa altezza  $H_0$ .

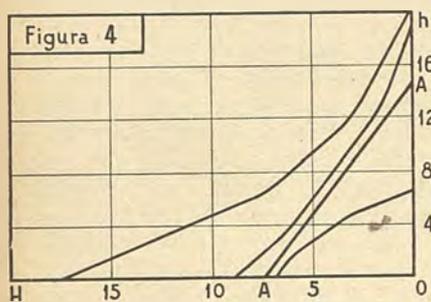
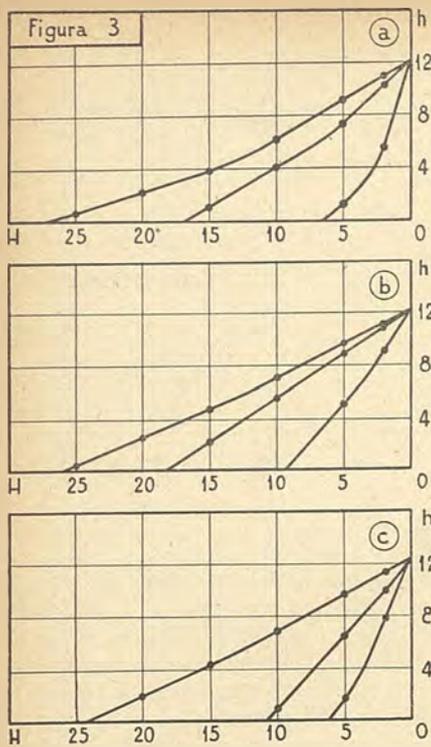
Immettendo la corrente di acqua e aumentandone gradualmente, con la portata, la velocità, il manometro segna — rispetto al livello di sfioro del cilindro — una altezza (corrispondente alla quota parte di energia cinetica dell'acqua che si trasforma in pressione statica per superare la resistenza dovuta all'attraversamento del letto di grani) crescente fino ad una determinata velocità. Questa è caratteristica, per  $H_0=1$ , della massa specifica, delle dimensioni e della forma dei grani (e quindi della porosità, o meglio — per tener conto implicitamente anche di proprietà di superficie — della permeabilità della massa granulare).

Col crescere della velocità oltre il valore su precisato, l'indicazione  $h$  del tubo manometrico non varia più; mentre invece il letto di grani si sommuove, poi si dilata e occupa un'altezza via via maggiore nell'apparecchio, ciascun grano

assumendo nuove posizioni in sospensione. Si riscontra che ad ogni valore dell'altezza generica  $H$  assunta dalla massa granulare, ora in sospensione, corrisponde univocamente una determinata velocità dell'acqua.

Il fenomeno del sollevamento è legato essenzialmente alla resistenza della massa di grani alla permeazione da parte dell'acqua. La velocità di questa nei meati esistenti fra i grani assume valori notevolmente maggiori di quelli che ha la corrente sotto la reticella, sia per la minor sezione a disposizione, sia per l'attrito colla superficie dei grani, sia per inevitabili, quantunque locali, movimenti vorticosi; per modo che, al crescere dall'ammissione, può in corrispondenza di un grano qualsiasi raggiungere la velocità di trascinarsi dello stesso, ossia quella della sua caduta libera. L'equilibrio statico è allora rotto, il grano si muove, e così gli altri, sino a che si raggiunge un nuovo equilibrio — questa volta dinamico — legato alla permeabilità della sospensione che si è formata in corrispondenza alle necessità di deflusso dell'acqua alla particolare velocità di ammissione.

In tali condizioni, se la sospensione è quella precedentemente cennata di grani equidimensionali della stessa specie, la distribuzione di questi sarà assolutamente caotica, ed inoltre uniforme. Infatti applicando al cilindro della fig. 1 dei manometri in corrispondenza di vari piani della sospensione, si riscontra che al diminuire della colonna di sospensione da  $H$  a 0 la pressione statica diminuisce linearmente dal valore massimo  $h$  a 0. Riferendosi alla pressione statica dovuta alla spinta dinamica dell'acqua, la sospensione verifica cioè la legge di Stevino, comportandosi come un liquido di densità  $1+h/H$ . La fig. 2 riporta diagrammaticamente i valori medi di numerose determinazioni sperimentali dei valori della densità apparente  $1+h/H$  in funzione della velocità della corrente d'acqua per tre classi granulometriche, rispettivamente di galena e di quarzo. Le



curve hanno inizio a partire dalla definita velocità caratteristica cui corrisponde la massima densità (sensibilmente uguale per le diverse grandezze dei grani di una stessa specie minerale) raggiungibile dalla sospensione. Da esse appare che per una data velocità ed una stessa specie mineralogica la densità diminuisce col ridursi delle dimensioni dei grani, essendo le sospensioni di grani più fini, a parità di altre caratteristiche, meno permeabili.

Se quindi i grani di una sospensione, pur essendo della stessa specie mineralogica, sono però di dimensioni diverse, si ha una stratificazione degli stessi in funzione delle dimensioni, i più grandi costituendo gli strati inferiori della sospensione, i più fini gli strati superiori; e la densità  $1+h/H$  anziché essere costante varia in funzione di  $H$ . Analogamente succede se, più in generale, la sospensione è formata con grani oltre che di differenti dimensioni, anche di specie minerali aventi diversa massa specifica; la distribuzione delle pressioni statiche all'interno sarà di definizione quantitativa assai difficile, ma ad essa potrà sempre applicarsi, in ogni dato momento,

la legge di Stevino generalizzata, e ciò anche se l'impulso dell'acqua non fosse unidirezionale e costante ma qualsiasi nel tempo e nello spazio.

Però nelle attuazioni tecniche per la preparazione dei minerali ha preminente importanza la definizione di sospensioni uniformi, pure se formate con grani di diverse specie mineralogiche e di diverse dimensioni: ad es. nella separazione per Sink and Float interessa l'uniformità della densità apparente della torbida; nella separazione con crivelli interessa invece evitare, ma sotto determinate condizioni, l'uniformità.

Ciò equivale, in altre parole, alla necessità di realizzare o escludere delle sospensioni in cui i vari grani costituenti siano tra loro in rapporto di caduta ostacolata.

Con sperimentazioni analoghe alle precedenti, operando su grani di due specie mineralogiche, i rappresentanti di ciascuna essendo però tutti equidimensionali, si sono raccolte serie di dati, alcuni dei quali sono sinteticamente riassunti nella fig. 3 in diagrammi  $h, H$ . I minerali impiegati sono stati galena e quarzo, con le seguenti dimensioni dei grani:

	galena	quarzo
fig. 3 a	0,38 mm.	1,28 mm.
fig. 3 b	0,36 »	2,17 »
fig. 3 c	0,30 »	2,71 »

Da essa appare che in genere le sospensioni ottenute sono formate da due sospensioni elementari sovrapposte, una meno densa di quarzo (superiormente) ed una più densa di galena (inferiormente), in ciascuna la densità essendo abbastanza costante. Infatti in genere le curve rilevate sono formate di due tratti rettilinei (sospensioni uniformi e densità costante) raccordati in una piccola zona intermedia, la cui esistenza è facilmente spiegabile col fatto che non tutti i grani di ogni classe avevano esattamente la stessa dimensione. I valori caratteristici delle due sospensioni, essendo

(1) G. BOZZA, *I fenomeni di caduta in massa e delle sedimentazioni*, Mem. Acc. Lincei, volume III. — F. FINKE, *Die Wissenschaftliche Grundlagen der nassen Erzaufbereitung*, 1924. — H. WADELL, *Some New Sedimentation Formulas*, Physics, 5, 1934.

(2) R. H. RICHARDS, *Ore Dressing*, vol. I e III, 1909.

(3) Osservazioni relative alla linearità della curva  $h, H$  con la deduzione dell'esistenza di un equilibrio di equivalenza in caduta ostacolata tra i grani costituenti la sospensione sono già state fatte da A. BIBOLINI in *La fluido-dinamica nella preparazione dei minerali: l'applicazione del teorema della quantità di moto alle sospensioni granulari* (pubbl. in «Atti del Congresso Minerario di Iglesias», ed. 1950), a seguito di sperimentazioni cui chi scrive prese parte. Peraltro in tale nota l'A. dimentica momentaneamente la univocità dei rapporti tra velocità e densità apparente di una sospensione e (malgrado che la possibilità della esistenza di innumeri equivalenze fosse già da tempo segnalata — vedasi GAUDIN, *Principles of mineral dressing*, 1939), sulla base solo di alcuni dati sperimentali, disgraziatamente poco precisi, si inoltra in deduzioni che — sulla linea di critiche al Richards — lo riportano nello stesso errore di una sola definitiva equivalenza.

ambidue corrispondenti alla stessa velocità dell'acqua, si potrebbero riscontrare su una stessa ordinata nel piano  $D, V$  di fig. 2, se fossero determinate le curve di densità relative alle particolari classi di grani usati nelle attuali sperimentazioni.

Talune però delle curve di fig. 3 (esattamente una in fig. 3 b e approssimativamente una in fig. 3 c) sono ridotte ad un solo tratto rettilineo: quindi in corrispondenza della velocità per cui sono state fatte queste letture ambedue le sospensioni sovrapposte hanno raggiunto la stessa densità apparente (esattamente in un caso, approssimativamente nell'altro), cioè si ha idrodinamicamente una sola sospensione uniforme (con possibilità anche di miscelamento dei grani, come riscontrato) corrispondente ad una equivalenza delle due sospensioni in caduta ostacolata.

Il fatto che le due sospensioni sovrapposte abbiano assunto uguale densità, permette di dedurre che corrispondentemente, in un diagramma del tipo di figura 2, deve aversi un incrocio tra le curve di densità della sospensione di galena e della sospensione di quarzo, ciascuna per le dimensioni granulari in esame (in fig. 2 si può notare questo fatto, per valori di densità molto prossimi ad 1, tra la curva della galena n. 3 e quella del quarzo n. 1).

La definizione di equivalenza in caduta ostacolata quale qui implicitamente indicata costituisce una notevole precisazione della definizione del Richards (2), e sostituisce al concetto di una equivalenza fissa e definita quello della possibilità di realizzare, per ogni coppia di minerali, in funzione solo della diluizione delle sospensioni, un numero teoricamente infinito di equivalenze (le quali però sono comprese entro valori limiti ben definiti); da ragione inoltre di tutte le divergenze trovate dal Richards nelle successive sue esperienze e permette, rispetto ai metodi analitici, di ottenere dei valori reali non legati alle particolarità di forma che è necessario assumere in qualsiasi modello teorico (3).

E' peraltro da segnalare la possibilità di altre equivalenze in caduta ostacolata ancora più generali pensando ad una sistemazione della massa porosa di grani in ordine qualsiasi, tale solo da dare origine ad una relazione  $h, H$  lineare. In tal caso però o si deve far riferimento ad altre azioni dinamiche che consentano l'equilibrio, quali potrebbero essere quelle legate a particolarità dell'apparecchio reale industrialmente impiegato, o si deve ammettere un particolare contatto, essenzialmente d'attrito, fra i grani atto a consentire alla massa di assumere una permeabilità confacente con la velocità di deflusso dell'acqua: ma l'equilibrio sarebbe sempre piuttosto instabile.

Le eventuali sospensioni uniformi del tipo ultimamente indicato possono eccet-

zionalmente essere ottenute anche con grani della stessa specie mineralogica; ma sono allora essenzialmente instabili. Si riportano in fig. 4 alcune curve h, H relative ad una sospensione di galena formata con la posizione iniziale artificiale di tre letti con grani di differenti dimensioni, i più piccoli essendo posti inferiormente, i maggiori superiormente. Per un certo tempo e piccoli valori della velocità si sono avute tre sospensioni

sovrapposte disposte come i letti iniziali (curve inferiori con la convessità rivolta verso l'alto); a queste succede, crescendo la velocità, un periodo di rimescolamento generale con apparente realizzazione di una uniforme distribuzione (linea AA), dalla quale si passa poi alla stratifica-

Le sperimentazioni recentemente ripetute da chi scrive e da cui sono dedotti i diagrammi di fig. 3 confermano in pieno quanto affermato

zione delle tre sospensioni (ciascuna di nuovo corrispondente alle diverse dimensioni dei grani) in senso normale ed in accordo con le curve di densità.

Ricerche in corso nel campo della equivalenza idrodinamica delle sospensioni permetteranno di ritornare sull'argomento con maggior ricchezza di dati e con sperabile maggior precisione.

LELIO STRAGIOTTI.

## Varianti 1950 al Regolamento Edilizio adottate dalla Città di Torino

Contiene le varianti al regolamento edilizio del 1922 omologato nel 1925 adottato nel Consiglio Comunale il 2-8-1950 ed in corso di superiori approvazioni, che annullano ogni precedente disposizione in materia. Per comodità del lettore sono stati accostati gli articoli del testo primitivo (in tondo) e delle varianti attuali (in corsivo).

Art. 1. — In tutto il territorio del mune nessuna opera, volontaria od obbligatoria, contemplata nel presente Regolamento, come è precisato all'art. 22, può essere intrapresa e mandata a compimento senza autorizzazione municipale.

Per le opere però che fossero ordinate dall'Autorità giudiziaria basterà la semplice denuncia al Sindaco prima di intraprenderne l'esecuzione.

Art. 1. — In tutto il territorio del mune nessuna opera, volontaria od obbligatoria, contemplata nel presente Regolamento, come è precisato all'art. 22, può essere intrapresa e mandata a compimento senza autorizzazione municipale.

Al contravventore saranno applicate le sanzioni previste all'art. 32 della legge urbanistica 17-8-1942 n. 1150.

Per le opere però che fossero ordinate dall'Autorità giudiziaria basterà la semplice denuncia al Sindaco prima di intraprenderne l'esecuzione.

Art. 4. — Il Sindaco redige e rilascia il permesso d'esecuzione delle opere autorizzate dalla Giunta e dal Consiglio Comunale; autorizza l'esecuzione, e ne rilascia il permesso, delle opere di sua diretta competenza, sentito il parere degli Uffici competenti, e ove lo creda, della Commissione Igienico-edilizia.

Art. 4. — Il Sindaco redige e rilascia il permesso d'esecuzione delle opere autorizzate dalla Giunta e dal Consiglio Comunale; autorizza l'esecuzione, e rilascia il permesso delle opere di sua diretta competenza, sentito il parere degli Uffici e, ove lo creda della Commissione Igienico-edilizia.

Art. 7. — La Giunta, sentito il parere della Commissione Igienico-edilizia e degli Uffici competenti, provvede sulle domande di nuove costruzioni e ricostruzioni totali o parziali di fabbricati o di modificazioni occorrenti nelle fronti di essi verso strade, corsi, piazze vie e

vicoli pubblici o gravati di servitù a favore del pubblico, come pure sulle alterazioni del suolo pubblico.

Art. 7. — *Compiuta l'istruttoria da parte degli Uffici competenti e sentito, se del caso il parere della Commissione Igienico-edilizia, la Giunta provvede sulle domande di nuove costruzioni e ricostruzioni totali o parziali di fabbricati o di modificazioni importanti occorrenti nelle fronti di essi verso strade, corsi, piazze, vie e vicoli pubblici o gravati di servitù a favore del pubblico, come pure sulle alterazioni del suolo pubblico.*

Art. 27. — Sulle domande relative ad opere di competenza del Sindaco o della Giunta sarà data decisione rispettivamente entro 15 o 30 giorni decorrenti dal giorno in cui la domanda è regolarmente corredata di quanto è prescritto e siano stipulati gli eventuali atti di vincolo; sulle domande relative alle opere di competenza esclusiva del Consiglio Comunale, sarà data decisione nelle prime sedute del medesimo che avranno luogo dopo la rimessione delle domande.

Art. 27. — *Sulle domande di costruzione sarà data decisione entro 60 giorni decorrenti dalla data in cui la domanda è regolarmente corredata da quanto è prescritto e siano stipulati gli eventuali atti di vincolo.*

*Le domande relative alle opere di competenza esclusiva del Consiglio Comunale saranno portate in ordine del giorno delle prime sedute del medesimo che avranno luogo dopo la rimessione delle domande.*

Art. 34. — Nell'esecuzione dei lavori attenersi strettamente al progetto autorizzato ed alle condizioni della autorizzazione sotto pena di contravvenzione e, ove ne sia il caso, di sospensione dei lavori.

Qualora si intenda di costruire solo in parte le opere approvate, dovrà essere fatta all'uopo ed in tempo utile, ma

comunque prima della scadenza del permesso, relativa denuncia.

Art. 34. — *Nell'esecuzione dei lavori il proprietario, il direttore dei lavori ed il costruttore, dovranno attenersi strettamente al progetto autorizzato ed alle condizioni della autorizzazione sotto pena di contravvenzione e, ove ne sia il caso, di sospensione dei lavori. —*

*Qualora si intenda di costruire solo in parte le opere approvate, dovrà essere fatta all'uopo ed in tempo utile, ma comunque prima della scadenza del permesso, relativa domanda.*

Art. 37. — L'area coperta da costruzioni stabili non dovrà eccedere quella determinata dall'art. 78 del Regolamento d'Igiene.

Art. 37. — *L'area coperta da costruzioni stabili non dovrà eccedere quella determinata dall'art. 78 del Regolamento d'Igiene.*

*Nel caso di cortili aperti verso gli spazi pubblici per un'ampiezza di almeno m. 9, l'area coperta da costruzioni stabili potrà essere aumentata fino a raggiungere i 4/5 dell'area destinata a fabbricazione.*

*Saranno considerati aperti anche i cortili fabbricati sulla loro apertura con basse costruzioni ad un solo piano ft. e coperte con terrazzo ad altezza non superiore a m. 4,50 dal marciapiede o a livello del pavimento del primo piano contiguo nel caso di basse costruzioni addossate a fabbricati alti.*

Art. 38. — L'altezza massima delle case da erigersi, ricostruirsi o rialzarsi, è determinata dalla larghezza delle vie colle quali confrontano e dalle dimensioni dei cortili sui quali prospettano. Rispetto alle vie pubbliche l'altezza massima delle fabbriche è data da:

$H = 1,5 L$   
per vie di larghezza fino a m. 12,40 e da:

$$H = 14,50 + \frac{L}{3}$$

per vie di larghezza maggiore, ove H è l'altezza dei fabbricati ed L la larghezza della via o corso. In ogni caso l'altezza massima assoluta di ciascuna fabbrica verso via o verso corte non potrà di regola superare i 25 metri.

L'altezza competente al fabbricato potrà essere superata in alcune parti di ciascuna fronte però di non oltre 4 m., purchè l'eccedenza di facciata che ne risulta sia compensata con altrettanta deficienza nelle altre parti della stessa facciata ed il complesso delle fronti presenti, a giudizio della Commissione Igienico-edilizia, un insieme soddisfacente dal punto di vista estetica.

Le altezze dei bracci semplici interni non dovranno mai eccedere, in corrispondenza del muro divisorio di colmo; l'altezza massima di m. 21 misurata dal piano medio dei cortili.

Le altezze tanto all'esterno quanto all'interno saranno misurate per ciascuna fronte, a partire dal livello medio dei marciapiedi, o pavimenti fissi dei rispettivi spazi sui quali prospettano le fabbriche, fino ai punti più elevati, comprendendovi i cornicioni gli attici e parapetti pieni, le gallerie, tanto aperte quanto chiuse con vetrate, e le finestre delle soffitte che siano separate da un intervallo minore di un metro e mezzo, fra gli spigoli esterni delle finestre stesse.

Gli attici traforati e le balaustre saranno esclusi dal computo dell'altezza massima dell'edificio.

I fabbricati sulla sponda destra del Po dovranno soddisfare alle prescrizioni di cui all'art. 55.

Art. 38. — L'altezza massima delle case da erigersi, ricostruirsi o rialzarsi, è determinata dalla larghezza delle vie con le quali confrontano e dalle dimensioni dei cortili sui quali prospettano.

Rispetto alle vie pubbliche l'altezza massima delle costruzioni è data dalle seguenti formule:

Per vie di larghezza fino a m. 12,40

$$H = 1,5 L$$

Per vie di larghezza superiore a m. 12,40 e inferiore a m. 18

$$H = 14,50 + \frac{L}{3}$$

Per vie, corsi o piazze della larghezza non inferiore a m. 18

$$H = 1,1 \left( 14,50 + \frac{L}{3} \right)$$

ove H è l'altezza dei fabbricati ed L la larghezza della via, corso o piazza. L'altezza normale delle costruzioni verso gli spazi pubblici non potrà superare metri 27,50.

L'altezza competente al fabbricato potrà tuttavia essere superata in alcune parti di ciascuna fronte di non oltre 4 metri, purchè l'eccedenza di facciata che ne risulta sia compensata con altrettanta deficienza nelle parti della stessa facciata ed il complesso delle fronti presenti, a giudizio della Commissione Igienico-edilizia, un insieme soddisfacente dal punto di vista estetico.

tanta deficienza nelle parti della stessa facciata ed il complesso delle fronti presenti, a giudizio dell'Amministrazione sentita la Commissione Igienico-edilizia, un insieme soddisfacente dal punto di vista estetico.

Le altezze dei bracci semplici interni non dovranno mai eccedere, in corrispondenza del muro divisorio di colmo; l'altezza massima di m. 8 misurata dal piano medio dei cortili.

Saranno vietate le abitazioni in detti bracci semplici quando questi siano prevalentemente rivolti a nord.

Le altezze, tanto all'esterno quanto all'interno, saranno misurate per ciascuna fronte a partire dal livello medio dei marciapiedi e pavimenti dei rispettivi spazi sui quali prospettano le costruzioni, fino ai punti più elevati, comprendendovi i cornicioni, gli attici, i parapetti pieni e le gallerie, tanto aperte quanto chiuse con vetrate.

Gli attici traforati, le balaustre ed i pergolati saranno esclusi dal computo dell'altezza massima dell'edificio.

Nel caso di cortili abbassati o rialzati rispetto al piano stradale si farà riferimento al livello medio dei marciapiedi esterni.

I locali ricavati nel piano ribassato non potranno essere adibiti ad uso abitazione, fermo restando il disposto dell'articolo 114 del regolamento d'igiene.

I fabbricati sulla sponda destra del Po dovranno soddisfare alle apposite prescrizioni di cui all'art. 55.

Art. 39. — Per le case di nuova costruzione la larghezza delle vie sarà quella risultante dagli allineamenti fissati dall'Ufficio Edilizio in dipendenza del piano regolatore; per le vie già fabbricate la larghezza sarà misurata sul vivo degli zoccoli delle case che vi fronteggiano.

Quando la facciata del fabbricato venga a trovarsi di fronte allo sbocco di una via, sarà considerata per larghezza della via, la media distanza che risulterà tra la fronte del nuovo fabbricato e la linea condotta dall'uno all'altro degli spigoli angolari dei controstanti fabbricati in corrispondenza degli zoccoli.

Quando i due lati della via non siano paralleli, sarà considerata per la larghezza di essa la media del tratto della medesima che confronta il fabbricato, del quale vuolsi determinare l'altezza.

Quando in forza di un piano regolatore edilizio debitamente approvato la larghezza della vita debba essere cambiata, si terrà per larghezza quella assegnata nel piano stesso.

Quando un fabbricato d'angolo prospetti due vie di larghezza diversa, l'altezza di esso sarà determinata in ragione della larghezza della via maggiore per tutta la parte prospettante verso di questa e per un tratto del risvolto verso la via minore lungo quanto è profondo il braccio di fabbrica, ma in ogni caso parte di detto risvolto avrà l'altezza col lungo al massimo metri 14. La restante parte di detto risvolto avrà l'altezza competente alla larghezza della rispettiva via, eccetto che la lunghezza della fronte della proprietà verso la via minore non superi la profondità del braccio di fabbrica anzidetto di oltre 4 metri; nel quale caso sarà permessa per tutta la lunghezza di detta fronte l'altezza determinata dalla via maggiore.

Art. 39. — Per le case di nuova costruzione la larghezza delle vie sarà quella risultante dagli allineamenti fissati dall'Ufficio Edilizio in dipendenza del piano regolatore; per le vie già fabbricate la larghezza sarà misurata sul vivo degli zoccoli delle case che vi fronteggiano.

Quando la facciata del fabbricato venga a trovarsi di fronte allo sbocco di una via, sarà considerata per larghezza della via la media distanza che risulterà tra la fronte del nuovo fabbricato e la linea condotta dall'uno all'altro degli spigoli angolari dei controstanti fabbricati in corrispondenza degli zoccoli.

Quando i due lati della via non siano paralleli, sarà considerata per la larghezza di essa la media del tratto della medesima che confronta il fabbricato del quale vuolsi determinare l'altezza.

Quando, in forza di un piano regolatore edilizio debitamente approvato, la larghezza della via debba essere cambiata si terrà per larghezza di essa quella assegnata nel piano stesso.

Quando un fabbricato d'angolo prospetti due vie di larghezza diversa, l'altezza di esso sarà determinata in ragione della larghezza della via maggiore per tutta la parte prospettante verso di questa e per un tratto del risvolto verso la via minore lungo quanto è profondo il braccio di fabbrica, ma in ogni caso lungo al massimo metri 14. La restante parte di detto risvolto avrà l'altezza competente alla larghezza della rispettiva via, eccetto che la lunghezza della fronte della proprietà verso la via minore non superi la profondità del braccio di fabbrica anzidetto di oltre 4 metri; nel quale caso sarà permessa per tutta la lunghezza di detta fronte l'altezza determinata dalla via maggiore.

Nel caso di fabbricati ad angolo smussato su due vie di larghezza diversa, il risvolto di maggiore altezza verso la via minore, uguale alla profondità del braccio di fabbrica sulla via maggiore è computabile a partire dallo smusso, anziché all'angolo degli allineamenti delle vie; però tale ampiezza di risvolto non dovrà in ogni caso superare i metri 14 a partire dall'angolo ottuso dello smusso il cui lato sarà oggetto di speciale approvazione, caso per caso, sentita la Commissione Igienico-edilizia, in rapporto alle esigenze estetiche o locali o ad altri smussi eventualmente esistenti nello stesso incrocio.

Art. 41. — Riguardo ai cortili, l'altezza dei fabbricati deve essere limitata in modo che l'area libera di quelli sia almeno uguale alla quarta parte delle faccie dei muri che verticalmente li recingono escludendo dalla misura i fianchi degli avancorpi delle scale, sporgenti non oltre un metro e mezzo. Esistendo costruzioni interne contro muri divisorii l'ampiezza del cortile dovrà soddisfare alla propria proporzione, tanto rispetto alle fronti risultanti con le dette costruzioni interne, quanto rispetto ai muri divisorii contro i quali sono addossati,

considerando però nel secondo calcolo come cortile anche l'area occupata dalle costruzioni stesse.

Inoltre la larghezza dei cortili dovrà risultare rispetto a ciascuna fronte dei nuovi fabbricati interni, almeno uguale a quella stabilita per le vie in relazione all'altezza dei fabbricati.

I cortili compresi fra due fabbricati convergenti ad un solo piano fuori terra dovranno avere all'incontro dei fabbricati stessi una smussatura di almeno metri 3, a quale dovrà essere aumentata di un metro per ogni piano in più, oltre il terreno, calcolando per numero dei piani quello massimo competente ai detti fabbricati.

Art. 41. — *Riguardo ai cortili, l'altezza dei fabbricati dev'essere limitata in modo che l'area libera di quelli sia almeno uguale alla quarta parte delle faccie dei muri che verticalmente li recingono escludendo dalla misura i fianchi degli avancorpi delle scale, sporgenti non oltre un metro e mezzo. Esistendo costruzioni interne contro muri divisorii l'ampiezza del cortile dovrà soddisfare alla detta proporzione, tanto rispetto alle fronti risultanti con le dette costruzioni interne, quanto rispetto ai muri divisorii, contro i quali sono addossate, considerando però nel secondo calcolo come cortile anche l'area occupata dalle costruzioni stesse.*

Inoltre ciascuna fronte dei fabbricati verso cortile deve prospettare su uno spazio libero di ampiezza media almeno uguale all'altezza della fronte stessa, considerando a questo effetto come spazio libero anche quello occupato da bassi fabbricati, coperti a tetto piano, non più alti di m. 4,50 dal piano del cortile e non tenendo conto dei muri divisorii fra i diversi cortili purchè vincolati all'altezza di m. 4 come sopra. Però per gli isolati in gran parte già edificati potrà essere considerato come spazio libero anche quello occupato da eventuali fabbricati interni ai cortili preesistenti all'adozione delle presenti norme, aventi altezza al colmo non superiore a m. 10, anzichè m. 4,50 come sopra, ancorchè non coperti a tetto piano, come pure non si terrà conto dei muri divisorii già esistenti tra diversi cortili non più alti di m. 10, purchè dette altezze siano vincolate con regolare atto pubblico come al successivo art. 47, e sempre che sia soddisfatto il rapporto di 1/4 tra la superficie libera del cortile e quella delle cui al primo capoverso del presente art. fronti che verticalmente lo recingono di colo.

In caso di demolizione per qualsiasi causa dei fabbricati interni, la ricostruzione di questi dovrà avvenire solo secondo la norma generale di regolamento.

I cortili compresi fra due fabbricati convergenti ad un solo piano fuori terra e formanti fra loro un angolo acuto minore di 60° dovranno avere uno smusso di almeno metri 2, che dovrà essere aumentat di cm. 50 per ogni piano in più oltre il terreno, calcolando per numero dei piani quello massimo competente ai detti fabbricati.

Nel caso in cui lo smusso sia orientato prevalentemente verso sud è suffi-

ciente che esso sia di metri due per qualunque numero di piani.

Art. 42. — *Potrà essere consentita la deroga della limitazione d'altezza, di cui al primo alinea dell'articolo precedente, nel caso di cortili o giardini aperti, ossia separati dalla via a mezzo di semplice cancellata, per una larghezza non inferiore a metri 9.*

Art. 42. — *Potrà prescindersi dalla limitazione d'altezza, di cui al primo alinea dell'articolo precedente, nel caso di cortili o giardini aperti verso gli spazi pubblici nel modo indicato al precedente art. 37.*

In questo caso l'altezza delle fronti dei fabbricati verso cortile non dovrà superare una volta e mezzo l'ampiezza media degli spazi liberi antistanti, considerati come al secondo alinea dell'articolo precedente.

Però per i nuovi fabbricati interni ai cortili, la larghezza media degli spazi liberi dovrà risultare rispetto all'altezza di ciascuna fronte almeno uguale a quella stabilita per le vie in relazione all'altezza dei fabbricati di cui agli articoli 38 e 52 del presente regolamento.

Art. 49. — *Nelle case da erigere, ricostruire o sopraelevare, ferme le disposizioni del presente Regolamento e Regolamento d'igiene circa l'altezza totale delle fronti, e ferme le disposizioni relative all'altezza interna dei locali, ed alla proporzione fra le fronti interne e del cortile, il numero dei piani fuori terra sarà in relazione alla larghezza della piazza, dei corsi, delle vie anche se private, ma aperte al pubblico, verso cui prospettano.*

Il numero dei piani fuori terra è fissato nel modo seguente:

1) per le case fronteggianti piazze o corsi o vie di larghezza non inferiore ai m. 26, sei piani con esclusione assoluta di soffitte verso le fronti esterne non si potranno nemmeno aprire abbaini. Però nei casi di strade larghe da m. 26 a m. 24, si potranno dalla Giunta, sentito la Commissione Igienico-edilizia, concedere ugualmente sei piani, purchè limitati ad una parte della loro fronte, quando si tratti di case popolari costruite da Enti riconosciuti e quando il parziale sesto piano presenti un miglioramento estetico;

2) per le case fronteggianti piazze o corsi o vie di larghezza non inferiore a m. 15, cinque piani, con esclusione assoluta di soffitte; verso le fronti esterne non si potranno nemmeno aprire abbaini; se però la larghezza della via raggiunge 18 metri sarà permesso in più un piano arretrato nei modi indicati dall'art. 51;

3) per le case fronteggianti vie di larghezza non inferiore a m. 11, quattro piani ed un piano di soffitte;

4) per le case fronteggianti vie di larghezza non inferiore a m. 8, tre piani ed un piano di soffitte;

5) per le case fronteggianti vie di larghezza non inferiore a m. 6, tre piani, di cui l'ultimo arretrato nel modo indicato all'art. 51, con esclusione assoluta di soffitte;

6) per le case fronteggianti vie di larghezza minore di m. 6, due piani ft. con esclusione assoluta di soffitte.

I sotterranei saranno computati nel numero dei piani fuori terra quando l'altezza del pavimento del piano terreno sopra il marciapiede eccede m. 2; così i sottotetti, quando la loro altezza sul filo interno del muro frontale verso la via o verso il cortile superi i m. 1,25.

Gli abbaini separati da un intervallo minore di m. 1,50, ovvero collegati da balconate continue, e gli abbaini bifori o trifori e le mansarde sono considerati come formanti un piano.

Art. 49. — *Nelle case da erigere, ricostruire o sopraelevare, ferme le disposizioni del presente regolamento e del regolamento d'igiene circa l'altezza totale delle fronti e la proporzione fra le fronti interna ed il cortile, i singoli piani dovranno avere l'altezza minima di m. 4 dal livello del marciapiede stradale all'infossatura del soffitto per il piano terreno e di metri 3 dal pavimento al soffitto per i piani superiori; è ammessa l'altezza minima di m. 2,75 dal pavimento al soffitto per l'ultimo piano abitabile della casa, se non esistono piani arretrati, e per gli eventuali piani arretrati.*

La superficie media dei locali abitabili permanentemente, misurata fra le pareti interne, deve essere per ogni alloggio di almeno mq. 10, con un minimo di mq. 8, con una cubatura non inferiore a mc. 24, e la distanza media fra due pareti opposte non deve essere inferiore a m. 2. Per i locali destinati esclusivamente a cucina, che non devono rientrare nel calcolo di cui sopra, la superficie minima può essere ridotta a mq. 4.

Per i locali a soffitto inclinato, le suddette dimensioni si riferiscono al massimo parallelepipedo retto inscritto.

In ogni caso non sono ammesse le soffitte ad uso di abitazione e verso le fronti esterne non si potranno nemmeno aprire abbaini.

Art. 50. — *È permesso l'aumento di un piano verso via o verso cortile se l'ampiezza della via o del cortile consentano rispettivamente l'altezza di fabbricato necessaria.*

Però verso la via il numero dei piani non potrà superare quello consentito dall'art. 49.

Art. 50. — *È permesso aumentare l'altezza delle fronti verso cortile, rispetto a quelle verso via, qualora la larghezza del cortile lo consenta.*

Art. 51. — *Oltre il numero dei piani stabilito dal Regolamento, potrà, invece delle soffitte, essere permesso verso via e verso cortile la formazione di un piano continuo arretrato a condizione che la retta, che congiunge la linea di gronda della fronte arretrata colla linea di gronda del cornicione, non faccia un angolo maggiore di 40° coll'orizzonte che l'altezza utile dei locali sia quella prescritta per i locali di abitazione.*

La linea di gronda del cornicione sarà, in ogni caso, riferita al livello del terrazzino del piano arretrato, e nel computo

della sua sporgenza non si terrà calcolo dell'eccedenza oltre un metro dal filo del muro.

Il parapetto del terrazzino risultante, che dovrà essere al livello del piano arretrato, non dovrà superare l'altezza di m. 1,25.

Art. 51. — *Nelle case da eseguire, ricostruire, o sopraelevare prospettanti vie di larghezza non inferiore a m. 11, potrà essere consentito al disopra della linea di gronda, stabilita come al precedente art. 38 del presente regolamento, la formazione verso via o verso cortile di uno o due piani arretrati, purchè tali piani siano contenuti entro la sagoma delimitata dalla retta inclinata di  $09^\circ$  coll'orizzonte e passante per il piano di gronda alla distanza di un metro dal filo di fabbricazione.*

Art. 52. — Per i fabbricati d'angolo posti fra due vie di larghezza diversa si seguiranno per il numero dei piani norme analoghe a quelle stabilite dall'art. 39 del presente regolamento per le altezze dei fabbricati.

Potrà concedersi di fare in qualche parte di ciascuna facciata un piano in più con che ogni fronte sia vincolata in modo che la media del numero dei piani delle varie parti risultanti sia quella prescritta dall'art. 49 del presente regolamento e non risulti aumentata la superficie locabile corrispondente al numero dei piani stabilito dall'art. stesso.

Art. 52. — *Sui terreni prospettanti ampi spazi pubblici di almeno m. 35 di confrontanza, potrà essere consentita una maggiore altezza oltre quanto stabilito dal precedente art. 38 del presente regolamento, fino a raggiungere il massimo di m. 35, con esclusione di ulteriori piani arretrati, purchè la cubatura corrispondente alla maggiore elevazione sia compensata dalla rinuncia ad altre costruzioni di almeno eguale cubatura, che sarebbero praticamente attuabili a termini del presente regolamento computando lo spessore massimo di m. 15 per le maniche doppie e di m. 8 per le maniche semplici. Nel computo degli spazi confrontanti di cui sopra saranno escluse le aree destinate a giardino pubblico.*

La soluzione a maggiore altezza dovrà inoltre rappresentare, a giudizio della Amministrazione sentita in merito la Commissione Igienico-edilizia, una reale miglioria igienica ed estetica rispetto a quella regolamentare, e dovranno essere assicurati i servizi essenziali di acqua potabile, di ascensore di prevenzione incendi.

In tutti i modi le dette costruzioni dovranno presentare, ogni qualvolta ciò sia possibile, per ogni isolato un carattere unitario, anche quando appartengono a proprietari diversi, cosicchè l'insieme di ogni fronte prospettante sulle vie pubbliche venga a costituire un tutto architettonico.

La concessione di cui sopra sarà in ogni caso subordinata alla condizione che siano soddisfatti i prescritti rapporti fra l'area del cortile e quella delle fronti che verticalmente lo recingono, e fra l'altezza delle fronti e l'ampiezza degli spazi liberi su cui prospettano le fronti

stesse, di cui ai precedenti art. 41 e 42 del presente regolamento.

Art. 53. — Il numero dei piani delle case circostanti a cortili e giardini contigui ad una via, una piazza od un corso, e da questi separati soltanto da cancellate dell'altezza non maggiore di m. 4, sarà regolato in base alle prescrizioni dei precedenti art. 49, 50 e 52 computando per l'applicazione di questi articoli, la profondità dei cortili e giardini in aggiunta alla larghezza della via, solo quando l'intero fabbricato disti almeno m. 4 dalla linea di fabbricazione.

Art. 53. — *Potranno essere consentite costruzioni eccedenti l'altezza massima di m. 35 di cui al precedente art. 52 nelle zone di risanamento, nelle zone di piano particolareggiato del piano regolatore e in quelle comprese nei piani di ricostruzione.*

In questo caso la maggiore altezza sarà consentita contro cessione gratuita di aree destinate a suolo pubblico.

I progetti dovranno essere presentati per isolati completi ed il volume complessivo degli edifici erigendi, ivi comprese le parti basse non potrà superare quello che sarebbe praticamente attuabile a termini di regolamento sull'area primitiva dell'isolato tenuto conto della larghezza preesistente delle vie e con le stesse norme e cautele stabilite per i compensi di cubatura di cui al primo capoverso del precedente articolo 52.

La concessione è inoltre subordinata all'osservanza delle seguenti norme:

1) gli alti fabbricati dovranno prospettare su ampi spazi pubblici;

2) sono vietate le alte costruzioni nelle zone di particolare interesse storico ed artistico sentita la Soprintendenza ai Monumenti.

Tenuto conto della necessità di tutelare il paesaggio gli alti fabbricati dovranno essere sufficientemente distanziati fra loro, a meno che per essi venga dal Comune destinata qualche zona;

3) le alte costruzioni, almeno per la parte eccedente la normale altezza, dovranno essere isolate su tutti i lati. Esse non potranno recingere il cortile per più di tre lati, dei quali i due paralleli non dovranno superare la lunghezza del terzo lato, e in tale caso il quarto lato del cortile non dovrà essere inferiore a m. 10 e dovrà essere aperto per tutta la sua lunghezza verso spazi pubblici.

Se l'alta costruzione è limitata su uno solo o su due lati del cortile ed i rimanenti lati del cortile stesso sono fabbricati con edifici di altezza regolamentare, dovrà essere soddisfatto il prescritto rapporto (di cui agli art. 41 e 42 del presente regolamento) fra le dimensioni del cortile e quella delle fronti che verticalmente lo recingono, computando però le alte costruzioni solo per l'altezza regolamentare e trascurando la eccedenza in sopraelevazione come se non esistesse.

Salvi sempre in ogni caso i diritti dei terzi;

4) Gli edifici dovranno disporre di ascensori e di montacarichi entro gabbie di muratura resistenti al fuoco, serviti da personale specializzato. Se la superficie locativa supera mq. 300 per ogni

piano le scale dovranno essere almeno di due per i primi  $2/3$  dell'altezza e la loro larghezza effettiva netta dovrà essere di almeno un metro ogni 4000 mq. di superficie locativa servita dalla scala. Le scale dovranno avere illuminazione naturale.

Nel caso di destinazione dei locali ad uso pubblico detta larghezza dovrà essere maggiorata di almeno il 20 %.

A partire dall'altezza di m. 30 dal suolo dovrà costruirsi una scala esterna di sicurezza protetta.

Dovranno essere assicurati il rifornimento dell'acqua potabile sotto pressione con autoclave disposto nei sotterranei ed il regolare smaltimento dei rifiuti solidi e liquidi.

Dovranno essere installati gruppi elettrogeni per la produzione dell'energia elettrica nel caso di interruzione della normale distribuzione, sufficienti a garantire i servizi essenziali della casa.

Per ogni edificio dovranno essere installati in sommità uno o più serbatoi d'acqua per estinzione incendi, della capacità stabilita dal Comando Vigili del Fuoco con idranti autonomi.

Art. 54. — Il proprietario di uno stabile prospiciente una via di larghezza inferiore a m. 11 il quale si disponga ad arretrare la linea esterna delle sue costruzioni per tutta la lunghezza della sua confrontanza verso l'indicata via, dismettendo ad uso pubblico l'area così rimasta libera, potrà, solo in casi speciali, a giudizio della Giunta, essere autorizzato a fare costruzioni con quel numero di piani che comporterebbe alla via per tal modo ingrandita secondo le disposizioni dell'art. 49 del presente regolamento, e 87 del regolamento di Igiene, purchè il proprietario provveda a che l'arretramento si estenda a tutta la fronte dell'isolato. In questo caso il proprietario dovrà fare tutte le opere che, sentita la Commissione Igienico-edilizia, la Giunta riterrà necessario per il decoro dello spazio dismesso a suolo pubblico.

Art. 54. — *Il proprietario di uno stabile prospiciente una via di larghezza inferiore a m. 11 il quale si disponga ad arretrare la linea esterna delle sue costruzioni per tutta la lunghezza della sua confrontanza verso l'indicata via, dismettendo ad uso pubblico l'area così rimasta libera, potrà, solo in casi speciali a giudizio della Giunta, essere autorizzato a fare costruzioni con quella altezza che comporterebbe alla via per tal modo ingrandita, secondo le disposizioni dell'art. 38 del presente regolamento, purchè il proprietario provveda a che l'arretramento si estenda a tutta la fronte dell'isolato. In questo caso il proprietario dovrà fare tutte le opere che, sentita la Commissione Igienico-edilizia, la Giunta riterrà necessario per il decoro dello spazio dismesso a suolo pubblico.*

Art. 56. — Ogni fabbricato con fronte superiore ai 14 metri dovrà essere munito di ingresso carraio per l'accesso al cortile, salvo i casi di assoluta impossibilità da riconoscersi dai competenti uffici.

Per i fabbricati aventi una fronte infe-

riore ai 14 metri potrà essere concesso l'esonero dell'ingresso carraio ai cortili qualora questi possano essere altrimenti accessibili dalla proprietà continua mediante regolare atto di costituzione di servitù di passaggio carraio da stipularsi coll'intervento del Comune, oppure qualora si tratti di fabbricato, la cui fognatura sia tosto immessa nei canali della fognatura cittadina.

Art. 56. — Ogni fabbricato con fronte superiore ai 18 metri dovrà essere munito di ingresso carraio per l'accesso al cortile, salvo i casi di assoluta impossibilità da riconoscersi dai competenti uffici.

Per i fabbricati aventi una fronte inferiore a m. 18 è concesso l'esonero dell'ingresso carraio ai rispettivi cortili, qualora questi possano essere altrimenti accessibili dalla proprietà contigua mediante regolare atto di costituzione di servitù di passaggio carraio da stipularsi con l'intervento del Comune; oppure qualora si tratti di fabbricato la cui fognatura sia tosto immessa in quella stradale e sempre quando sia ottenuta una diretta comunicazione fra la via ed il cortile per mezzo di andito pedonale.

Art. 58. — In qualunque fabbricato potrà essere permessa la costruzione di illuminatoi o pozzi di luce scendenti dal tetto al suolo naturale ed a quel piano che sarà reputato conveniente.

Le dimensioni degli illuminatoi non potranno essere in pianta minore di metri 4,50 per lato non avendo i balconi; essendovi questi, le dimensioni anzidette saranno computate sul vuoto che ne risulterà, la cornice suprema degli illuminatoi non sporrà oltre m. 0,20; i medesimi, perchè possa aver luogo la circolazione di aria, dovranno comunicare in corrispondenza del piano più basso di essi, col cortile adiacente per mezzo di un andito di almeno metri quadrati di luce, libero da chiusure e munito soltanto di cancelli.

Se discendono sino al solo naturale, questo dovrà essere lastricato accuratamente con pietra da taglio e con cemento, od altro materiale impermeabile.

Ciò nonostante gli illuminatoi saranno autorizzati solo quando debbano servire a dar luce ed aria a disimpegni e latrine.

L'area occupata dagli illuminatoi sarà computata come area coperta da costruzioni.

Art. 58. — In qualunque fabbricato potrà essere permessa la costruzione di chiostrine allo scopo soltanto di dar luce ed aria a scale, latrine, stanze da bagno, corridoi, esclusi sempre i locali abitabili e le cucine, le stalle, i forni e le officine emananti esalazioni nocive o moleste.

L'area libera di ogni chiostrina dovrà essere di almeno 1/20 della somma delle superfici dei muri che la limitano, misurata dal piano del suo pavimento alla sommità e vi dovrà essere inscrivibile un cerchio di diametro di m. 3,50; inoltre l'area complessiva libera della chiostrina di ogni proprietà non dovrà eccedere 1/8 dell'area fabbricata della proprietà stessa.

Le chiostrine dovranno avere muri

lisci ed imbiancati a calce; inoltre nella loro parte superiore dovranno essere aperte e in quella inferiore dovranno essere in diretta e permanente comunicazione con le vie o con i cortili principali per mezzo di un andito o di un ampio condotto sotterraneo, chiusi da semplice cancello od inferriata ed aventi sezione libera non inferiore, in nessun punto a mq. 3 in modo che si abbia una continua rinnovazione dell'aria.

Le chiostrine dovranno risultare facilmente accessibili per la loro necessaria nettezza ed avere angoli arrotondati con curve di almeno cm. 20 di raggio.

I pavimenti dovranno essere impermeabili, lisci e lavabili.

Sono vietati i balconi e qualsiasi sporto aggettante verso le chiostrine.

Nel caso di chiostrine a cavalcioni di due o più proprietà, dovrà stipularsi regolare atto di vincolo reciproco, coll'intervento del Municipio per assicurare l'osservanza delle suddette prescrizioni.

È vietato il deposito di materiali di qualsiasi natura sul pavimento delle chiostrine stesse.

L'area occupata dalle chiostrine sarà computata come area coperta da costruzioni.

Art. 62. — Non si potranno costruire balconi sporgenti sino a 25 cm. dal vivo del muro, se non superiormente all'altezza di m. 3 dai marciapiedi; i balconi sporgenti oltre i 25 cm. non si potranno stabilire che superiormente alle altezze di m. 4,25 e m. 3,50, misurate rispettivamente alle facce inferiori del lastrone e dei modiglioni.

Per i bow-window dovranno osservarsi le stesse altezze prescritte per i balconi, coll'avvertenza che l'altezza di m. 3,50 suddetta va misurata in corrispondenza del punto più basso della loro ornamentazione. Tanto i balconi che i bow-window non dovranno sporgere dal filo di fabbricazione più del decimo della larghezza della via e in ogni caso non oltrepassare la sporgenza di m. 1,60.

Art. 62. — Non si potranno costruire balconi, bow-window e sporti aggettanti su spazi pubblici sino a 25 cm. dal vivo del muro, se non superiormente all'altezza di m. 3 dai marciapiedi; i balconi, i bow-window e gli sporti aggettanti oltre i cm. 25 non si potranno stabilire che superiormente alle altezze di mt. 4,25 e metri 3,50 misurate rispettivamente alle facce inferiori del lastrone e in corrispondenza del punto più basso della loro ornamentazione e dei modiglioni.

Viene considerato bow-window un balcone aggettante dal corpo di fabbrica per l'altezza di un solo piano, o di più piani successivi se i balconi sono in colonna, chiuso sui lati esterni con pareti piene e vetrate, avente una lunghezza non superiore a m. 4 misurata parallelamente alla faccia della casa fra i massimi sporti estremi. I bow-window dovranno essere distanziati fra di loro di almeno il doppio della loro lunghezza.

Viene considerato sporto continuo oltre il filo di fabbricazione quello che oltrepassa i m. 4 di fronte misurati come sopra.

I bow-window e gli sporti continui verso via devono distano dal confine con

le proprietà contigue di almeno il triplo della loro massima sporgenza.

Non sono ammessi sporti continui nè bow-window verso le vie di larghezza inferiore a m. 11.

Tanto i balconi, anche se inseriti in zone di sporti continui, quanto i bow-window non dovranno sporgere dal filo di fabbricazione più di un dodicesimo della larghezza della via ed in ogni caso non dovranno oltrepassare la sporgenza di m. 1,40.

Gli sporti continui non dovranno avere aggetto dal filo di fabbricazione superiore a 1/40 della larghezza della via per vie inferiori a m. 15 e di 1/30 per le vie e gli spazi pubblici di maggior lunghezza con un massimo di 1 metro di aggetto.

Qualora i bow-window e gli sporti continui verso gli spazi pubblici abbiano una sporgenza superiore all'aggetto del cornicione, essi dovranno essere limitati al penultimo piano.

Gli sporti continui verso cortile sono considerati come superficie coperta.

Art. 109. — È fatto divieto ad ogni capomastro muratore, impresario ed assistente, di intraprendere qualunque delle opere menzionate nel presente Regolamento, senza che loro consti dell'ottenuta autorizzazione e della dichiarazione, di cui all'articolo precedente.

L'esecuzione dei lavori murari da affidarsi a capimastri è in ogni caso subordinata all'osservanza di tutte le prescrizioni e modalità stabilite dal presente Regolamento e Regolamento d'Igiene.

L'inosservanza di tali prescrizioni e modalità, oltre a rendere il costruttore passibile di procedimento contravvenzionale, potrà dar luogo, in caso di recidiva alla revoca temporanea e definitiva, a giudizio della Giunta, del certificato di cui all'art. 35.

Art. 109. — È fatto divieto ad ogni capomastro muratore, impresario e direttore dei lavori, di intraprendere qualunque delle opere menzionate nel presente regolamento senza che loro consti dell'ottenuta autorizzazione e della dichiarazione, di cui all'articolo precedente.

L'esecuzione dei lavori murari da affidarsi a capimastri è in ogni caso subordinata all'osservanza di tutte le prescrizioni e modalità stabilite dal presente Regolamento e Regolamento d'Igiene.

L'inosservanza di tali prescrizioni e modalità, oltre a rendere il costruttore passibile di procedimento contravvenzionale, potrà dar luogo, in caso di recidiva, alla revoca temporanea e definitiva, a giudizio della Giunta, del certificato di cui all'art. 35.

Art. 150. — Per le contravvenzioni al presente Regolamento si applicheranno le disposizioni e le penalità di cui agli articoli 226, 227 e 228 della legge comunale e provinciale, testo unico approvato con R. Decreto 4 febbraio 1915, n. 148.

Art. 150. — Per le contravvenzioni al presente Regolamento si applicheranno le disposizioni di cui agli articoli 106 e seguenti del Testo Unico della legge comunale e provinciale 3 marzo 1934 numero 383 e dell'art. 41 della legge urbanistica 17 agosto 1942, n. 1150.

# INFORMAZIONI

## Nuove unificazioni dei serramenti in legno

— Dato l'esito favorevole dell'applicazione sperimentale, limitata ad un unico tipo di finestra e corrispondente balcone, ed a un unico tipo di porta interna, la Sottocommissione per l'unificazione dei serramenti, presieduta dall'ing. Bruno Chiesa, procedette allo studio di altri tipi di serramenti adatti per case di tipo economico.

Fu rilevato che le caratteristiche generali dei serramenti per case popolari differiscono sostanzialmente soltanto nei riguardi dimensionali da quelle dei serramenti d'uso corrente. Si prospettò perciò la convenienza di estendere l'unificazione ad una serie dimensionale di serramenti che, con le stesse caratteristiche strutturali, potessero essere applicati sia su case popolari, sia su case comuni d'abitazione, con le seguenti tre altezze di locali: 2,80, 3,000 e 3,20 m. Venne inoltre fissato di prescrivere per le finestre e per i balconi, le seguenti tre lunghezze di vetri: 39, 45 e 51 cm. Si considerò l'unificazione delle porte interne e di quelle d'ingresso agli appartamenti.

Queste unificazioni sono state ora pubblicate in forma di *norme raccomandate* e risultano distinte con la seguente numerazione: UNI 2968 a 3004. Esse trattano i seguenti principali argomenti e riportano i fabbisogni dei materiali occorrenti:

vani per finestre e balconi a 1, 2, 3 e 4 battenti con cassonetto per persiana avvolgibile; intelaiature per finestre e balconi a 1, 2, 3 e 4 battenti; cassonetto per persiane avvolgibili; accessori metallici per intelaiature di finestre e balconi a 1, 2, 3 e 4 battenti; accessori metallici per persiane avvolgibili; vani per porte interne e per porte d'ingresso agli appartamenti ad un battente; intelaiature con specchiature per porte d'ingresso agli appartamenti e per porte interne ad un battente; accessori metallici per porte d'ingresso agli appartamenti e per porte interne.

Si deve rilevare che particolarmente questa unificazione risulta basata su principi economici onde la fabbricazione delle finestre, dei balconi e delle porte

unificate richiede una disponibilità quasi esclusiva nei depositi dei soli tavolini greggi aventi 50 mm. di spessore; le larghezze ed altezze dei vetri sono quelle comunemente applicate nel commercio.

L'UNI si propone la definizione di unificazione riguardanti i seguenti tipi di serramenti: persiane a ventola e scorrevoli per finestre e balconi unificati; porte d'ingresso agli appartamenti e porte interne con rivestimenti di pannelli di legno compensato o pannelli di fibre di legno; ad uno e due battenti; porte per sale e cantine.

*Norme raccomandate UNI 3016.* —

L'Ente Nazionale Italiano di unificazione ha pubblicato in questi giorni la norma raccomandata UNI 3016 riguardante la nomenclatura e la classificazione dei difetti dei legnami, in modo da poter effettuare: la qualificazione dei fusti delle piante in piedi; la classificazione e scelta dei legnami rotondi, segati ed asciati; il collaudo dei legnami stessi in relazione ai vari impieghi cui sono destinati.

L'unificazione è corredata di quattro tavole, nelle quali risultano riprodotte 47 rappresentazioni grafiche dei principali difetti.

## FONDAZIONE LUIGI LOSANA

Il 31 maggio 1947 moriva in Torino, all'età di 52 anni, dopo breve malattia, Luigi Losanna, Professore ordinario in quel Politecnico e Direttore del Laboratorio Centrale di Ricerche e Controlli della FIAT.

Nato a Torino nel 1895 (da vecchia famiglia piemontese originaria di Pinerolo) interrotti gli studi universitari per chiamata alle armi, partecipò alla guerra 1915-1918, guadagnandosi delle decorazioni al valore prima come Ufficiale degli Alpini e, in seguito, causa un congelamento agli arti, come pilota d'idrovolanti e comandante di aeronavi.

Terminato il servizio militare e ripresi gli studi, si laureò in Chimica pura nel 1919. (Assistente del Prof. Montemartini alla cattedra di Chimica Docimastica nel 1921); libero docente nel 1923 (incaricato nel 1933) e Professore ordinario nel 1936 sempre nel Politecnico di Torino.

Sin dall'inizio della sua brillante e rapida carriera scientifica orientò di preferenza i suoi studi e le sue ricerche verso la Tecnica e la Scienza dei Metalli. Un centinaio di pubblicazioni varie restano a testimoniare l'ingente mo-

le di lavoro svolto nella sua breve vita di scienziato, di tecnico e di docente.

Oltre ad essere stato un teorico di indiscusso valore era anche uno sperimentatore di primissimo ordine ed un geniale, paziente ideatore di nuove apparecchiature indispensabili alle sue ricerche. Come insegnante ha creato una Scuola ed un centro di studi metallurgici in Torino.

Di carattere aperto, leale e disinteressato si era fatto universalmente stimare ed amare. Oratore brillante ed esperto insegnante, sapeva esporre con facilità argomenti complessi ed astrusi.

Dedicò alla Scuola, alla Scienza ed alla Tecnica tutte le energie di una mente limpida e di un ingegno fuori del comune.

### Regolamento della medaglia "LUIGI LOSANA"

1. La Fondazione Luigi Losana dell'Associazione Italiana di Metallurgia isti-

tuisce una Medaglia d'oro Luigi Losana.

2. La medaglia viene conferita, almeno ogni due anni, a quel ricercatore italiano o straniero che abbia portato i migliori contributi alla conoscenza dei metalli.
3. Il Consiglio della Fondazione stabilirà nell'anno precedente alla assegnazione il Paese il cui ricercatore dovrà essere prescelto.
4. Il Consiglio della Fondazione prenderà opportuni contatti con le Associazioni Scientifiche del ramo del Paese designato per avere indicazioni sui nominativi ritenuti meritevoli della medaglia.
5. Il Consiglio designerà il ricercatore prescelto.
6. La proclamazione ufficiale del premio verrà fatta dall'Associazione Italiana di Metallurgia e la consegna della Medaglia avverrà in occasione del Convegno nazionale dell'Associazione.