

# L'INGEGNERIA CIVILE

E

## LE ARTI INDUSTRIALI

PERIODICO TECNICO QUINDICINALE

Si discorre in fine del Fascicolo delle opere e degli opuscoli spediti franchi alla Direzione dai loro Autori od Editori.  
È riservata la proprietà letteraria ed artistica delle relazioni, memorie e disegni pubblicati in questo Periodico.

### RESISTENZA DEI MATERIALI

#### RISULTATI SPERIMENTALI SU CONGLOMERATI DI CEMENTO SEMPLICI E ARMATI

(Veggasi la Tavola XVI)  
(Continuazione e fine)

#### II. — PROVE ALLA COMPRESSIONE SU GRANDI PILASTRI.

I pilastri, in numero di 24, erano tutti dell'altezza di metri 1,25, distinti per forma ed armatura come qui appresso:

- N. 3 a sezione circolare di cm. 253 di diametro, armati con 6 tondini longitudinali di 10 mm. di diametro, riuniti con legature di filo di ferro di mm. 2,5 a distanza di cm. 10.
- » 3 Id. id. con legature a distanza di cm. 20.
- » 3 Id. armati con spirale di filo di mm. 5, con intervallo libero di mm. 45, e 6 bacchette longitudinali dello stesso filo.
- » 3 a sezione quadrata di cm. 32 di lato con spigoli smussati, armati con 8 tondini longitudinali di mm. 13 di diametro, riuniti con legature doppie in filo di ferro di mm. 2,5 a distanza di cm. 15.
- » 3 Id. id. con legature doppie a distanza di cm. 25.
- » 3 Id. armati con 8 tondini longitudinali da mm. 18 con legature doppie distanti cm. 25.
- » 3 Id. armati con 8 tondini da mm. 22, con legature doppie distanti cm. 25.
- » 3 a sezione quadrata di cm. 40 di lato, con spigoli smussati, armati con 12 tondini longitudinali di mm. 15 di diametro, riuniti con legature doppie di filo di ferro da mm. 2,5, distanti cm. 25.

La dosatura dell'impasto fu la solita, la percentuale di acqua fu del 15 %. I pilastri vennero costruiti alla fine del marzo 1904 in un locale dell'Officina di costruzione d'artiglieria, dove si dovevano poi eseguire anche le prove. La costruzione di ciascun pilastro procedeva nel modo seguente: fissata prima sul pavimento con cemento a presa rapida una

spessa lastra di cristallo perfettamente livellata, si posava su di essa e si fissava la cassa di legno, dentro la quale si piazzava l'armatura metallica, e quindi si faceva il getto: terminato questo, e dopo un certo tempo, si spianava perfettamente e si livellava la base superiore. I pilastri così fabbricati e liberati dalla provvisoria armatura di legno vennero conservati nel posto stesso della fabbricazione fino al momento dell'esperienza. Giunto questo (fra il 70° e l'80° giorno) i pilastri furono trasportati nella sala dello strettoio idraulico da 2000 tonnellate, col quale si eseguirono le esperienze.

Innanzi tutto fu fatta una nuova taratura della pressa, cercando col metodo della compressione dei *crushers*, cilindretti calibrati di rame puro, la legge di variazione dello sforzo effettivo esercitato dalla pressa sul saggio, colla pressione indicata dal manometro. Abbiamo già descritto questa operazione preliminare nella nostra pubblicazione: « *Prove alla compressione sulle murature di granito d'Alzo e Gneiss di Borgone* (1) quando ci occorre di eseguirla per la prima volta, e ci dispensiamo perciò di descriverla di nuovo.

I pilastri venivano posati sul piatto della pressa e sulla loro base superiore veniva posta una doppia piastra d'acciaio a snodatura sferica, onde ottenere la centralità dello sforzo (fig. 1, Tav. XVI). Oltre la resistenza vennero anche misurate le deformazioni elastiche: ai saggi cilindrici si applicò l'apparecchio di Bach (2), che di recente feci costruire per il mio laboratorio (fig. 2, Tav. XVI), col quale apparve venivano misurati gli accorciamenti in corrispondenza di due generatrici diametralmente opposte, su di una lunghezza di cm. 50. Su ciascuno dei due quadranti graduati dell'apparecchio si può leggere esattamente la deformazione fino ad  $\frac{1}{300}$  mm. e stimarla fino a  $\frac{1}{3000}$  mm. Invece di prendere la media delle due letture, se ne fece la somma, con che la deformazione rimase espressa in  $\frac{1}{600}$  mm. con apprezzamento anche della prima decimale.

Ai pilastri di sezione quadrata applicai su ciascuna di due facce opposte un apparecchio estremamente semplice, e rozzo se si vuole, ma di un'azione sicura e che permetteva di leggere con esattezza  $\frac{1}{200}$  mm. di deformazione e di stimarne anche la metà. Le deformazioni venivano misurate

(1) Vedi *Ingegneria Civile*, vol. 29 (1903), pag. 71-75.

(2) Cfr. BACH C., *Elasticität und Festigkeit*, Berlin, 1902.

con tali apparecchi sulla lunghezza di un metro, nel modo seguente:

Il saggio è disposto verticalmente; un regolino di legno (fig. 1 della tav. annessa) lungo poco più di un metro è appuntato alla sua estremità superiore contro il saggio, in corrispondenza della mediana verticale di una faccia laterale, secondo la quale mediana esso si dispone per proprio peso. Fra una sua faccia laterale, all'estremità inferiore, ed un tassello di legno pure fissato al saggio, è tenuto stretto per mezzo di una molla un piccolo pezzo di ago da calze del diametro di mm. 1,05, il quale porta ad angolo retto una pagliuzza lunga cm. 20, che a guisa d'indice scorre su di un quadrante di carta graduato fissato sul regolino: la distanza fra il punto d'attacco del regolino e l'ago è esatta-

mente di 1 metro. Il movimento relativo del regolino rispetto al tassello, dovuto alla deformazione del saggio si converte in rotolamento dell'ago, e perciò in rotazione dell'indice sul quadrante. Invece di prendere la media delle letture sui due apparecchi se ne faceva la somma, esprimendo così la deformazione in  $\frac{1}{400}$  mm. Con apparecchi di questo genere determinai preventivamente il modulo di elasticità di un prisma di legno confrontandolo con quello ottenuto collo *Spiegel-apparat* di Bauschinger e non trovai differenza.

Nella seguente tabella furono registrate a titolo d'esempio le deformazioni elastiche osservate per uno dei campioni di ciascuna delle otto distinte specie.

Sforzo unitario sulla sezione mista kg/cm <sup>2</sup>	MEDIE DEGLI ACCORCIAMENTI E RELATIVE DIFFERENZE															
	di due generatrici opposte dei cilindri, su 50 cm.						delle mediane di due facce opposte dei prismi, su m. 1,00									
	$\frac{1}{600}$ mm.						$\frac{1}{400}$ mm.									
20	23,8		21,1		28,4		37		30		25		27		27	
40	55,9	32,1	44,5	23,4	53,7	25,3	75	38	60	30	57	32	60	33	69	42
60	90,0	34,1	71,5	27,0	85,1	31,4	141	66	100	40	103	46	105	45	131	62
80	131,9	41,9	101,5	30,0	121,2	36,1	208	67	144	44	155	52	150	45	194	63
100	207,1	75,2	137,6	36,1	175,0	53,8	282	74	200	56	208	53	190	40	261	67
0	30,1	—	12,2	—	21,2	—	36	—	—	—	—	—	—	—	—	—
120	312	—	181	—	237	—	413	—	—	—	—	—	—	—	—	—
N° d'ord. del saggio	2		5		8		12		14		18		21		24	

Da questi risultati viene ancora confermata la legge di deformazione di questo materiale, cioè, che alla prima sollecitazione (e per questi saggi è stata unica) le deformazioni crescono più rapidamente degli sforzi, e si producono deformazioni permanenti. La sensibile differenza fra i risultati ottenuti sui vari campioni, benchè tutti fabbricati collo stesso materiale, trova qualche spiegazione nel diverso tipo e nella diversa percentuale del ferro.

Nella tabella della pag. seguente sono riassunti i diversi dati e risultati relativi a tutti i ventiquattro saggi. Venne calcolato e consegnato in doppia colonna il valore del modulo di elasticità medio fino allo sforzo unitario di 40 kg/cm<sup>2</sup> della sezione mista, sforzo che non dovrebbe mai essere sorpassato nella pratica, sia riferito alla sezione mista, come a quella ridotta in *béton*. Sebbene esistano notevoli divergenze fra questi valori, pure vedesi confermato che il valor medio di E per la sezione ridotta in *béton* si avvicina alla cifra di 200 t/cm<sup>2</sup>. È notevole l'elevatezza del valore di E per i tre saggi di *béton fretté*. Questi stessi saggi si sono comportati molto bene anche riguardo alla resistenza allo schiacciamento, se si tien conto della piccola percentuale di ferro. Da una percentuale di ferro molto elevata, 9,6%, colla armatura Hennebique, come nei saggi 19, 20, 21 non si è ottenuto tutto quel vantaggio che avrebbe potuto supporre,

mentre soltanto col 6,4% (saggi 16, 17, 18) si è ottenuta un'eguale media sulla resistenza dei tre saggi.

Se ci limitiamo a considerare le armature più comuni, dal 10° al 18° saggio, troviamo una resistenza media di 165 kg/cm<sup>2</sup> sulla sezione mista e di 138 kg/cm<sup>2</sup> sulla sezione ridotta in *béton*; talchè accontentandosi anche di una stabilità quintupla, al momento del collaudo dei pilastri in *béton* armato, il carico unitario esclusivamente sul *béton* dovrebbe essere limitato tra 25 e 30 kg/cm<sup>2</sup>.

Per alcuni saggi venne anche indicato in apposita colonna della tabella il *carico unitario di equilibrio*, cioè quello sforzo unitario sotto il quale il pilastro, sebbene già rotto, si mantiene in equilibrio. Se lo schiacciamento non è troppo progredito, esso può avere ancora un valore notevolissimo, proprietà speciale ed importantissima delle costruzioni in *béton* armato. La fig. 3 della tav. annessa rappresenta il pilastro n. 21, il quale, dopo essere stato schiacciato sotto lo sforzo unitario di 211 kg/cm<sup>2</sup>, sopporta ancora permanentemente un carico unitario di 100 kg/cm<sup>2</sup>.

La fig. 4 rappresenta una delle colonnine in *béton fretté* ad un grado di schiacciamento molto avanzato.

Nella fig. 5 sono allineati i vari pilastri sperimentati.

Se si confrontano le resistenze offerte dal conglomerato solo nelle prove sui pilastri colla resistenza dei saggi cubici

## Riassunto dei risultati delle prove a compressione sui pilastri.

Indicazione dei saggi	Peso del saggio kg.	Percentuale di ferro sul peso del saggio %	Giorni di maturazione	Sezione cm <sup>2</sup>		Modulo di elasticità fino a 40 kg/cm <sup>2</sup>		Carico in kg/cm <sup>2</sup>		di equilibrio
				mista	ridotta in <i>béton</i>	per la sezione mista t/cm <sup>2</sup>	per la sezione ridotta in <i>béton</i> t/cm <sup>2</sup>	di schiacciamento		
								per la sezione mista	per la sezione ridotta in <i>béton</i>	
1	158	3	73	500	571	—	—	120	105	—
2	»	»	74	»	»	215	188	134	118	110
3	»	»	76	»	»	217	190	144	126	—
4	»	»	73	»	»	210	184	156	136	80
5	»	»	73	»	»	270	236	144	126	—
6	»	»	74	»	»	252	220	144	126	—
7	»	2,3	70	»	518	286	277	154	148	—
8	»	»	72	»	»	223	215	184	178	120
9	»	»	73	»	»	246	238	198	191	—
10	312	3,5	76	1000	1160	213	184	186	160	—
11	»	»	77	»	»	216	186	157	136	—
12	»	»	81	»	»	213	184	139	120	—
13	»	3,4	73	»	»	200	172	139	120	—
14	»	»	75	»	»	265	228	179	154	—
15	»	»	74	»	»	213	184	143	123	—
16	»	6,4	70	»	1300	258	198	200	154	—
17	»	»	70	»	»	239	184	175	135	—
18	»	»	72	»	»	280	215	186	144	110
19	»	9,6	73	»	1450	239	165	175	121	—
20	»	»	73	»	»	235	162	175	121	—
21	»	»	72	»	»	266	184	211	146	100
22	495	4,3	75	1580	1900	—	—	140	97	—
23	»	»	75	»	»	280	233	134	92	—
24	»	»	75	»	»	230	193	144	100	123

sperimentati in laboratorio si troverà con sorpresa che le prime sono inferiori alla seconda, non ostante la maggiore stagionatura e la presenza dell'armatura metallica. Pur tuttavia questo risultato non è nuovo; per quanto nella preparazione dei saggi di laboratorio si procuri di uniformarsi alle norme costruttive della pratica, pure per la piccolezza stessa dei campioni, la preparazione risulta più accurata ed omogenea e l'impasto più battuto. Si aggiunga a ciò che la percentuale d'acqua nei pilastri fu alquanto abbondante, talchè l'impasto poteva chiamarsi quasi *béton colato*. Da ultimo non è impossibile che su tali saggi e sulle loro armature si facesse già risentire l'effetto del carico di punta.

### III. — PROVE ALLA FLESSIONE SU GRANDI TRAVI.

Onde sperimentare alla flessione su grandi travi, fu costruita una trave lunga m. 6,20 appoggiata soltanto nel

mezzo sopra un pilastro in muratura, terminante con una copertina in marmo a superficie superiore cilindrica per modo che la larghezza d'appoggio della trave non era maggiore di cm. 10 (fig. 115 a nel testo e fig. 6 della Tav. annessa). Le due metà della trave si comportavano perciò come due travi a sbalzo, cioè come due travi incastrate ad un estremo, del resto libere.

La trave presentava una sezione trasversale di cm. 25 × 40 ed era armata (alla profondità di cm. 3 dalla faccia superiore, larga cm. 25) da tre tondini di 20 mm. di diametro. Uno dei due sbalzi, quello di destra nella figura, era provvisto inoltre delle caratteristiche staffe Hennebique, l'altro era privo di qualsiasi armatura trasversale.

La sollecitazione consisteva oltre al peso proprio, in due pressioni eguali applicate a m. 3 dalla mezzeria della superficie d'appoggio, prodotte da due leve identiche, con rapporto cinque, pressioni che potevano raggiungere 3 tonnellate ciascuna.

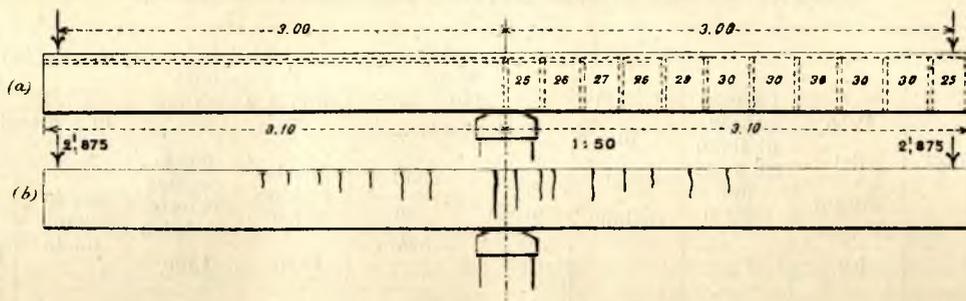


Fig. 115. — Trave in béton armato sperimentata alla flessione.

Oltre alla determinazione della resistenza, volli fare anche misure sulle deformazioni; al quale scopo applicai alla trave i seguenti istrumenti (fig. 6 della Tav. annessa): sulla faccia superiore della trave, ed in corrispondenza della mezzeria del pilastro, una livella a bolla d'aria; a ciascuna estremità e più esattamente a m. 2,75 dalla mezzeria, una livella tipo *Mantel* con vite micrometrica di richiamo, a tamburo graduato, colle quali livelle si lessero le tangenti degli angoli d'inclinazione fino alla quinta cifra decimale, stimandone anche la sesta. Su ciascuna delle due testate fu applicato un flessimetro *Griot*; con questi istrumenti si potevano leggere

le frecce d'incurvamento fino al  $\frac{1}{10}$  mm. e stimare il  $\frac{1}{100}$ ; va però osservato che tali frecce rappresentano bensì gli spostamenti assoluti, ma non esattamente quelli relativi rispetto alla sezione mediana essendosi trascurato lo spostamento di quest'ultima.

Per ciascuna delle due semitravi applicai inoltre degli apparecchi a pagliuzza, già precedentemente descritti, onde misurare su di una lunghezza di cm. 30 le dilatazioni elastiche positive e negative del conglomerato a diversi livelli, e quelle positive del ferro centrale (figure 6 e 7 della Tav. annessa). Su ciascuna delle due facce laterali di ognuna delle due semitravi ed in adiacenza del pilastro ve ne erano quattro applicati contro ferretti passatori situati alle quote altimetriche di cm. 2; 10; 28,5; 38,5 a partire dalla faccia superiore. Inoltre per ciascuna delle due semitravi ve n'era uno applicato, ancora in adiacenza del pilastro, al tondino centrale, al quale, per lo scopo, erano state saldate preventivamente due appendici metalliche.

La trave venne gettata sul posto entro apposita armatura di legno, il 17 maggio 1904 e fu disarmata il 14 luglio seguente. La resistenza a schiacciamento del *béton* componente la trave venne determinata su tre cubi, i quali a maturazione di 28 giorni dettero una media di 200 kg/cm<sup>2</sup>. Il peso proprio di ciascuna semitrave venne valutato in

$$G = 0,75.$$

Le deformazioni prodotte dal peso proprio non poterono essere apprezzate con esattezza, perchè al momento del disarmo già gran parte del peso proprio era portato dalla trave stessa, e ciò per ritiro del legname d'armatura, come avviene generalmente in questo genere di costruzioni.

La pressione unitaria massima nel *béton* generata dal

solo peso proprio, se si segue il metodo di calcolo del Ritter, può essere valutata come segue:

Area della sezione ridotta in *béton*:

$$F_i = 25 \times 40 + 15 \times 9,42 = \text{cm}^2 1141.$$

Momento statico della medesima rispetto al lembo superiore:

$$\mathcal{M} = \frac{25 \times 40^2}{2} + 15 \times 9,42 \times 3 = \text{cm}^3 20,439$$

$$y' = \frac{\mathcal{M}}{F_i} = \text{cm. } 17,9 \quad y'' = 40 - 17,9 = \text{cm. } 22,1$$

$$J = \frac{1}{3} 25 \times 40^3 + 15 \times 9,42 \times 3^2 - 1141 \times 17,9^2 = \text{cm}^4 169,117$$

$$\sigma_0 = \frac{G l}{2} \frac{y''}{J} = \frac{750 \times 300 \times 22,1}{2 \times 169,117} = 15 \text{ kg/cm}^2.$$

Riportiamo qui appresso le deformazioni osservate in varie operazioni di caricamento e di scarico eseguite per mezzo delle leve, fino a provocare la rottura.

a) Applicato uno sforzo di 0,5 a ciascuna estremità, nel pomeriggio del 14 luglio 1904, si osservarono dopo 30' dal caricamento le seguenti deformazioni;

Trave sinistra.

Trave destra.

Freccia d'incurvamento:

$$f_s = \text{mm. } 2,00$$

$$f_d = \text{mm. } 1,6$$

Inclinazione a m. 2,75 dall'asse del pilastro:

$$\beta_s = 0,000578$$

$$\beta_d = 0,000532$$

Dilatazione unitaria nel ferro:

$$\varepsilon_f = 0,00013$$

$$\varepsilon_f = 0,00009$$

Id. id. nel *béton* a cm. 2 dalla faccia superiore:

$$\varepsilon_c' = \frac{0,00017 + 0,00017}{2} = 0,00017 (*)$$

$$\varepsilon_c' = \frac{0,00007 + 0,00001}{2} = 0,000085$$

Id. id. a cm. 10:

$$\varepsilon_c'' = \frac{0,000083 + 0,000083}{2} = 0,000083$$

$$\varepsilon_c'' = \frac{0,00006 + 0,000067}{2} = 0,000063$$

(\*) Le dilatazioni unitarie nel conglomerato a diversi livelli furono ottenute prendendo la media di quelle osservate nelle due facce laterali della trave.

Trave sinistra.

Trave destra.

Dilatazione unitaria nel *béton* a cm. 28,5:

$$\varepsilon_c''' = 0$$

$$\varepsilon_c''' = -\frac{0,000016 + 0}{2} = 0,000008$$

Id. id. a cm. 38,5:

$$\varepsilon_c^{IV} = -\frac{0,00005 + 0,000087}{2} = -0,000069$$

$$\varepsilon_c^{IV} = -\frac{0,00004 + 0,00004}{2} = -0,00004$$

b) Tolta la pressione di 0,5 a ciascuna estremità si riscontrarono al mattino seguente (15 luglio) le seguenti frecce permanenti:

$$f_s = \text{mm. } 0,5 \quad f_d = \text{mm. } 0,4$$

c) Rimessi a zero tutti gli strumenti, si carica di nuovo nella stessa mattina fino a t. 0,5 per parte, e dopo 30' si leggono le seguenti deformazioni:

Trave sinistra

Trave destra

$$f = \text{mm. } 1,75$$

$$f = \text{mm. } 1,32$$

$$\beta = 0,00061$$

$$\beta = 0,00044$$

$$\varepsilon_f = 0,00012$$

$$\varepsilon_f = 0,000083$$

$$\varepsilon_c' = \frac{0,00012 + 0,00008}{2} = 0,00010$$

$$\varepsilon_c' = \frac{0,000083 + 0,000083}{2} = 0,000083$$

$$\varepsilon_c'' = \frac{0,00005 + 0,00005}{2} = 0,00005$$

$$\varepsilon_c'' = \frac{0,00005 + 0,00005}{2} = 0,00005$$

$$\varepsilon_c''' = -\frac{0,000025 + 0,000033}{2} = -0,000029$$

$$\varepsilon_c''' = 0$$

$$\varepsilon_c^{IV} = -\frac{0,000058 + 0,000067}{2} = -0,000063$$

$$\varepsilon_c^{IV} = -\frac{0,000033 + 0,000036}{2} = -0,000035$$

d) Elevando il carico fino ad 1 t. per parte, si riscontra dopo 15':

Trave sinistra

Trave destra

$$f = \text{mm. } 4,88$$

$$f = \text{mm. } 4,40$$

$$\beta = 0,00096$$

$$\beta = 0,00091$$

$$\varepsilon_f = 0,00045$$

$$\varepsilon_f = 0,00020$$

$$\varepsilon_c' = \frac{0,0005 + 0,00038}{2} = 0,00044$$

$$\varepsilon_c' = \frac{0,00027 + 0,00029}{2} = 0,00028$$

$$\varepsilon_c'' = \frac{0,00028 + 0,00018}{2} = 0,00015$$

$$\varepsilon_c'' = \frac{0,00018 + 0,00022}{2} = 0,00020$$

$$\varepsilon_c''' = 0$$

$$\varepsilon_c''' = \frac{0,000017 + 0,00005}{2} = 0,000033$$

$$\varepsilon_c^{IV} = -\frac{0,000067 + 0,000017}{2} = -0,000042$$

$$\varepsilon_c^{IV} = -\frac{0,000075 + 0,000067}{2} = -0,000071$$

Dopo ore 5 1/2 dello stesso carico le frecce e le inclinazioni divengono:

$$f_s = \text{mm. } 5,40$$

$$f_d = \text{mm. } 4,90$$

$$\beta_s = 0,00113$$

$$\beta_d = 0,00107$$

Si manifestano diverse lesioni nella zona tesa del *béton*, alcune propagantisi oltre metà altezza della trave (fig. 115 b nel testo).

e) Riportato il carico a t. 0,5 per parte e dopo ore 2 1/2 si osserva:

$$f_s = \text{mm. } 3,70$$

$$f_d = \text{mm. } 3,32$$

$$\beta_s = 0,00058$$

$$\beta_d = 0,00057$$

f) Alle ore 17 1/2 dello stesso giorno 15 il carico viene portato a t. 1,5 per parte. Dopo 30' si legge:

$$f_s = \text{mm. } 9,05$$

$$f_d = \text{mm. } 8,80$$

$$\beta_s = 0,00233$$

$$\beta_d = 0,00233$$

Questo carico rimane in posto per tutta la notte. Al mattino del giorno 16 alle 8,40' si osserva:

$$f_s = \text{mm. } 9,94$$

$$f_d = \text{mm. } 9,82$$

g) Aumentato in seguito il carico fino a 2 t. per parte, dopo 15' si legge:

$$f_s = \text{mm. } 13,63$$

$$f_d = \text{mm. } 13,05$$

L'aumento delle altre deformazioni per questa sola aggiunta di t. 0,5 è inoltre:

$$\beta = 0,00119$$

$$\beta = 0,00105$$

$$\varepsilon_f = 0,00033$$

$$\varepsilon_f = 0,00013$$

$$\varepsilon_c' = \frac{0,00030 + 0,00018}{2} = 0,00024$$

$$\varepsilon_c' = \frac{0,00015 + 0,00015}{2} = 0,00015$$

$$\varepsilon_c'' = \frac{0,00023 + 0,000083}{2} = 0,00016$$

$$\varepsilon_c'' = \frac{0,00012 + 0,00007}{2} = 0,00010$$

$$\varepsilon_c''' = 0$$

$$\varepsilon_c''' = \frac{0,000025 + 0}{2} = 0,00001$$

$$\varepsilon_c^{IV} = -\frac{0,00008 + 0,00011}{2} = -0,00010$$

$$\varepsilon_c^{IV} = -\frac{0,000043 + 0,00005}{2} = -0,000047$$

h) Si aumenta il carico portandolo a t. 2,25 per parte, e dopo 45' si legge:

$$f_s = \text{mm. } 15,99$$

$$f_d = \text{mm. } 15,19$$

le inclinazioni aumentano di:

$$\beta_s = 0,00088$$

$$\beta_d = 0,00064$$

i) Portato il carico a t. 2,75 per parte, si legge:

$$f_s = \text{mm. } 19,90$$

$$f_d = \text{mm. } 19,30$$

k) Finalmente al carico di t. 2,875 per parte, la trave sinistra cede rapidamente, aprendosi a vista la lesione trasversale distante mm. 50 dalla mezzeria del pilastro. Diminuito il primo rapido movimento, si constata che la fessura presenta in corrispondenza della faccia superiore la larghezza di mm. 2 e penetra nella trave fino a mm. 65 dalla faccia inferiore.

In quest'istante (ore 11 del giorno 16) i tondini di ferro nella sezione di rottura, ed il *béton* al lembo inferiore della stessa sezione, hanno dovuto sopportare i seguenti sforzi unitari (fig. 116 nel testo).

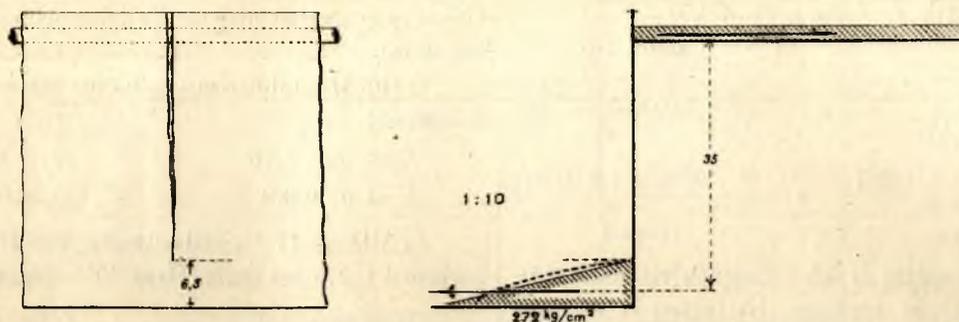


Fig. 116. — Lesione nella trave prodotta dal carico di rottura e diagramma degli sforzi interni.

$$\sigma_f = \frac{2,875 \times 295 + 0,74 \frac{295}{2}}{9,42 \times 35} = 2,90 \text{ t/cm}^2$$

$$-\sigma_c = \frac{2875 \times 295 + 740 \frac{295}{2}}{\frac{1}{2} 25 \times 6,5 \times 35} = 338 \text{ kg/cm}^2$$

Veramente, non essendo ammissibile, sotto sforzi così rilevanti nel *béton*, la legge di variazione lineare dei medesimi, ma piuttosto una legge curvilinea come quella punteggiata nella figura, l'effettivo valore di  $\sigma_c$  sarà stato minore, e di poco maggiore il  $\sigma_f$  a causa del diminuito braccio di leva.

1) Ridotto il carico a t. 2,25 per parte, la trave rimane in equilibrio, tanto che, dopo 4 ore, la freccia non aumenta che di circa mm. 0,3. Alle ore 15 gli sforzi vengono valutati come segue:

$$\sigma_f = \frac{2,25 \times 295 + 0,74 \frac{295}{2}}{9,42 \times 35} = 2,34 \text{ t/cm}^2$$

$$-\sigma_c = \frac{2250 \times 295 + 740 \frac{295}{2}}{\frac{1}{2} 25 \times 6,5 \times 35} = 272 \text{ kg/cm}^2$$

La fig. 7 della Tav. annessa, rappresenta un particolare della trave in questo stadio della esperienza, dopo però avere scalpellato il *béton* nella sezione di rottura, in prossimità della faccia superiore, per mettere a nudo i tre ferri.

Da questi risultati resta ancora confermato che il cedimento indefinito delle travi in *béton* armato (colle ordinarie percentuali di ferro) ha principio quando lo sforzo unitario nel metallo raggiunge il *limite di snervamento*; perchè in causa degli allungamenti troppo forti nel ferro, il *béton* si fessura e si riduce sempre più l'altezza della zona della trave che resiste a compressione.

Anche da questo esempio vediamo che una trave in *béton* armato già decisamente rotta, può ancora sopportare permanentemente un carico relevantissimo; nel nostro caso circa l'80 % del carico di rottura.

È rimarchevole il valore elevato della resistenza offerta alla compressione dal *béton* al lembo inferiore della sezione della trave.

Fin dai carichi moderati le deformazioni sì del ferro che del *béton* nella trave provvista di staffe, risultarono inferiori alle corrispondenti dell'altra trave, e la rottura decisiva avvenne in quest'ultima. Il che ci conferma nell'avviso che seppure le staffe sono inutili nel periodo delle lievi sollecitazioni, esse divengono certamente efficaci per i forti carichi, e rappresentano in tutti i casi un'ancora di salvezza, alla quale non deve rinunciare il costruttore prudente. Ed infatti, con tutto che, come si è visto, si possa, già al 28° giorno di maturazione, contare, in via normale, su di una resistenza al taglio di circa 25 kg/cm<sup>2</sup>, pure questa resistenza, al pari di quella a tensione, può nella pratica corrente venir meno per svariate circostanze.

Passando ora ad esaminare i fenomeni verificatisi nel periodo degli sforzi moderati, ed esaminando più attentamente la prima ripresa c) dell'esperienza, cioè il secondo caricamento a t 0,5, si rilevano i seguenti fatti importanti:

1° Le dilatazioni del ferro e del *béton*, allo stesso livello, sono molto concordanti fra loro, come appunto deve avvenire per l'aderenza fra ferro e *béton*;

2° Lo strato neutro trovasi molto basso, e precisamente per la semitrave sinistra a 0,42 e per quella destra a 0,29 dell'altezza della trave a partire dalla faccia compressa, il che è una conferma della rapida diminuzione del modulo di elasticità del *béton* alla tensione col crescere dello sforzo unitario.

Se a partire dal profilo A B della sezione trasversale (fig. 117 nel testo), alle altezze corrispondenti agli apparecchi misuratori delle dilatazioni elastiche del *béton*, portiamo come ordinate le dilatazioni osservate per la semitrave sinistra, otteniamo i punti I, II, III, IV, i quali poco si scostano dalla retta A' B' che corrisponde all'ipotesi della *conservazione delle sezioni piane*. Questa adunque sarebbe abbastanza confermata da tali risultati sperimentali; altrettanto può dirsi per la semitrave destra.

Passando ora alla costruzione del diagramma degli sforzi interni, e limitandoci alla considerazione della semitrave sinistra, si osservi intanto che per il ferro, basandoci sulla dilatazione da esso subita, possiamo con sicurezza dedurne lo sforzo come segue:

$$\sigma_f = E \varepsilon = 2000 \times 0,00012 = 0,240 \text{ t/cm}^2$$

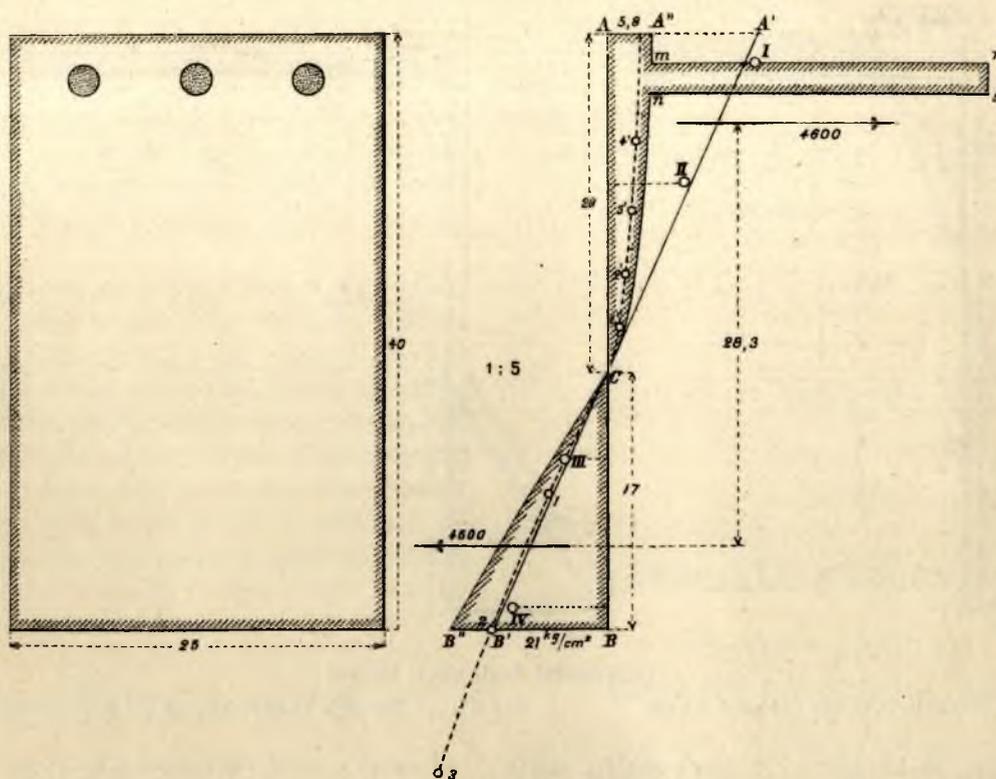


Fig. 117. — Sezione della trave e diagramma degli sforzi interni per carichi moderati.

e quindi lo sforzo totale sopportato dai tre tondini di 2 cm. di diametro, cioè di sezione complessiva  $\text{cm}^2$  9,42 risulta:

$$T_f = 240 \times 9,42 = 2,261 \text{ kg.}$$

Immaginando questa resistenza distribuita su di una striscia trasversale della sezione della trave, al livello in cui trovansi i ferri, e di un'altezza eguale al loro diametro, essa resta rappresentata, nel diagramma che vogliamo costruire, dal rettangolo  $mnr s$ , la cui ordinata orizzontale vale:

$$\frac{2261}{25 \times 2} = 45,2 \text{ kg/cm}^2.$$

Tenendo ora presenti i vari valori del modulo di elasticità  $E$ , del *béton*, dedotti dalle precedenti esperienze a pressione e da quelle a tensione, corrispondenti alle varie deformazioni (pag. 259 e 260), si può, partendo dalle dilatazioni subite dal *béton*, nella trave in questione, ai diversi livelli, indicate dalle ordinate della retta  $A'B'$ , dedurre il diagramma delle tensioni unitarie. A questo modo nella fig. 117 (nel testo) furono trovati i punti 1, 2, 3; 1', 2', 3', 4' della cercata curva, la quale venne disegnata a tratti.

Ora è rimarchevole che con una linea  $A''C'B''$  affine alla precedente, con rapporto d'affinità = 1,36 circa, si ottiene una distribuzione di sforzi che soddisfa perfettamente alle condizioni di equilibrio; e cioè: a) eguaglianza fra la risultante delle tensioni e la risultante delle pressioni; b) eguaglianza fra la coppia resistente = t.  $4,6 \times 28 \text{ cm}^3$ , e la coppia flettente = 130 t. cm. (giacchè la sezione media del tratto di trave su cui vennero misurate le dilatazioni, dista dal punto d'applicazione del carico di m. 2,60, e si ha perciò  $M = t. 0,5 \times 260 = 130 \text{ t. cm.}$ ). La pressione uni-

taria massima e la tensione unitaria massima nel *béton* risulterebbero rispettivamente di 21 e 5,8  $\text{kg/cm}^2$ .

I vari valori del modulo di elasticità restano alterati di poco, rispetto a quelli dedotti dalle esperienze a pressione e da quelle a tensione, e precisamente si trova:

Valore di $E$ per la tensione	} al lembo superiore = 58 t/cm <sup>2</sup>
» » per la pressione	
	» » 280 »

Se si divide lo sforzo unitario sopportato dal ferro, cioè 240  $\text{kg/cm}^2$ , per quello sopportato dal *béton* nella stessa regione, cioè circa 6  $\text{kg/cm}^2$ , si ottiene 40, numero molto prossimo al rapporto dei rispettivi moduli di elasticità  $\frac{2000}{58}$ , e molto diverso dai valori 10 ovvero 15 comunemente adottati anche per le regioni dove il *béton* è cementato a tensione.

È interessante di mettere a confronto questa legge di distribuzione di sforzi interni, che sembra la più probabile, come quella che è suffragata dai risultati sperimentali, con altre dedotte da considerazioni teoriche.

La fig. 118 (nel testo) rappresenta il diagramma delle tensioni interne quale si deduce dalla teoria del Ritter, ammettendo per il rapporto fra il modulo di elasticità del ferro e quello del *béton* il valore 15, e supponendo che non venga a mancare la resistenza a tensione del *béton*. L'asse neutro, secondo questa teoria, si trova spostato verso la sezione metallica, all'opposto di quanto si è constatato dall'esperienza: il *béton* sopporterebbe un notevole sforzo di tensione, per contro la pressione unitaria massima nel *béton* resterebbe

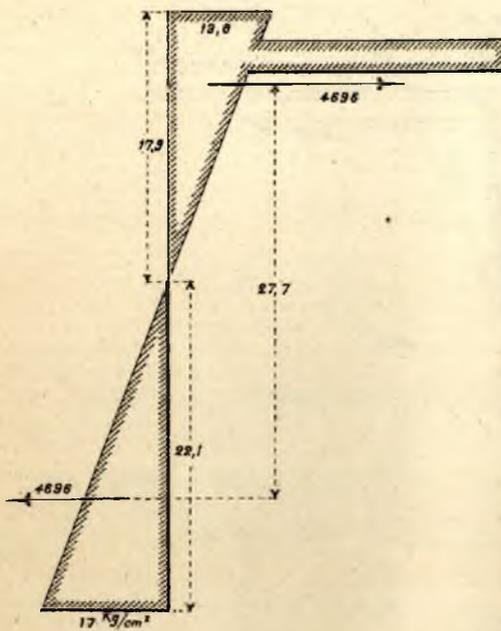


Fig. 118. — Secondo la teoria del prof. Ritter.

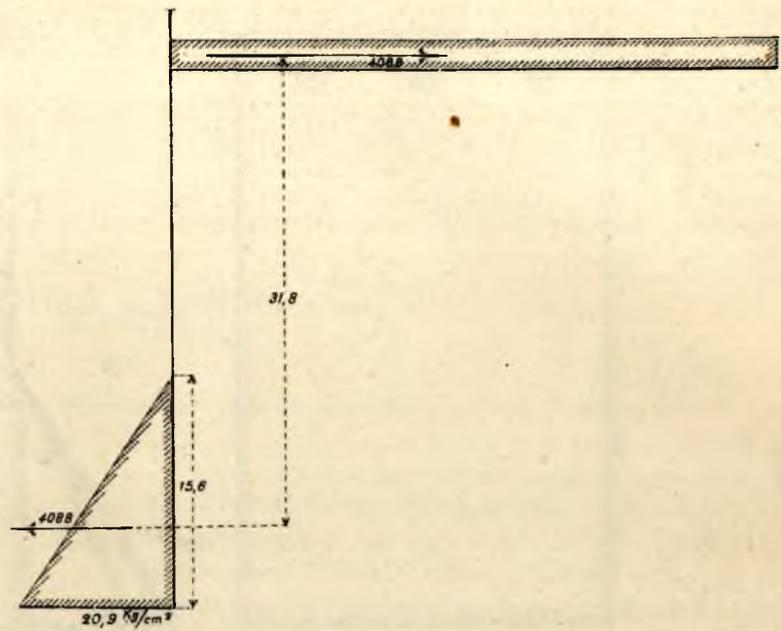


Fig. 119. — Secondo la prescrizione del Regolamento prussiano.

Diagrammi degli sforzi interni

alquanto inferiore, circa il 19 %, di quella dedotta dall'esperienza.

Finalmente nella fig. 119 (nel testo) è rappresentato il diagramma degli sforzi (conforme al recente Regolamento prussiano) (1) nelle ipotesi che manchi assolutamente la resistenza del *béton* alla tensione, che la legge di variazione degli sforzi di compressione nel *béton* sia lineare, e che le sezioni trasversali si conservino piane. Queste ipotesi devono essere accettate dalla pratica: la prima per misura di prudenza, perchè per molteplici circostanze possono effettivamente avvenire delle fenditure nella zona tesa della trave; la seconda perchè per gli sforzi moderati a cui si espone il *béton* nella pratica, il modulo di elasticità a compressione può ritenersi costante senza errore sensibile; la terza perchè sembra confermata dall'esperienza.

L'altezza  $x$  della sezione, a cui si limita la ripartizione della pressione sul *béton*, resta determinata dall'equazione seguente, facilmente ricavabile dalle equazioni di equilibrio, e tenendo presenti le suddette ipotesi:

$$x^2 + \frac{2}{b} \frac{E_f}{E_c} F_f x = \frac{2}{b} \frac{E_f}{E_c} F_f h,$$

nella quale  $b$  rappresenta la larghezza della sezione;  $E_f$  ed  $E_c$  sono rispettivamente il modulo di elasticità del ferro e quello del *béton* alla compressione,  $F_f$  è la sezione metallica ed  $h$  è la distanza del lembo compresso dal piano medio del ferro. Nel nostro caso, ritenendo  $\frac{E_f}{E_c} = 15$  si ricava:

$$x = -5,64 + \sqrt{31,81 + 418,24} = \text{cm. } 15,6.$$

Se si assumesse invece  $\frac{E_f}{E_c} = 10$ , tale distanza si ridurrebbe ancora a cm. 13,3.

(1) « Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten ». Berlin, 1905.

Trovato  $x$ , resta facilmente determinato lo sforzo totale sulla sezione metallica, ed il diagramma delle pressioni sul *béton*, e quindi la pressione unitaria massima al lembo inferiore della sezione. È notevole la concordanza quasi perfetta fra il valore dello sforzo unitario massimo nel *béton* ottenuto da questa teoria e quello dedotto dall'esperienza.

La notevole dilatazione del ferro della semitrave sinistra sotto il carico di 1000 kg., cioè  $\varepsilon = 0,00045$ , alla quale corrisponde uno sforzo unitario di 900 kg/cm<sup>2</sup> (oltre a quello prodotto dal peso proprio) è un indizio che sotto tale carico venne già a mancare la resistenza del *béton* alla tensione producendosi delle fenditure; e ne sono una conferma anche le dilatazioni osservate nel *béton*, le quali non soddisfano più alla conservazione della sezione piana. È interessante di determinare quale sarebbe stata la tensione unitaria massima nel *béton* sotto questo carico e sotto l'influenza del peso proprio, se si fosse conservata la stessa legge di distribuzione degli sforzi interni precedentemente ricavata per la sollecitazione di t. 0,5. Nella sezione, dove poi avvenne la rottura, il momento flettente per l'attuale condizione di carico può essere valutato in:

$$M = 1 \times 295 + 0,74 \frac{295}{2} = 404 \text{ t/cm}$$

quindi la tensione unitaria cercata sarebbe:

$$\sigma'_c = 5,8 \frac{404}{130} = 18 \text{ kg/cm}^2$$

dal che può concludersi che la resistenza massima offerta dal *béton* alla tensione sarà stata certamente inferiore a tale valore, e ciò anche è d'accordo coi risultati delle esperienze a trazione sul *béton*.

In questa seconda fase di caricamento, per la semitrave destra, provvista di staffe, rimane ancora abbastanza soddisfatta la legge della conservazione della sezione piana,

però lo strato neutro è bassissimo, circa a 0,22 dell'altezza della trave, a partire dalla faccia compressa.

È rimarchevole che nella fase *g*) dell'esperienza, dopo che la trave ha già sopportato sforzi molto rilevanti, la sola aggiunta di un carico moderato dà luogo, sì per la semitrave sinistra, che per quella destra, a deformazioni che soddisfano ancora abbastanza alla legge della conservazione delle sezioni piane.

Dalle deformazioni osservate alle estremità degli sbalzi è interessante dedurre il valore del modulo di elasticità. E supponendo che la trave effettiva venga sostituita da una trave omogenea e perfettamente elastica. Faremo questa ricerca per la semitrave sinistra nella fase *c*) e partiremo dall'inclinazione  $\beta$  piuttosto che dalla freccia d'incurvamento, per renderci indipendenti dalle deformazioni dovute agli scorrimenti, come pure da quelle dovute al cedimento del pilastro. Ricordando che l'inclinazione  $\beta$  venne misurata a m. 2,75 dalla sezione d'incastro, l'inclinazione  $\beta'$  all'estremità dello sbalzo viene data dalla

$$\beta' = \frac{300^2}{275(2 \times 300 - 275)} \beta = 1,007 \beta$$

e quindi:

$$E = \frac{P l^2}{2 J \times 1,007 \beta}$$

$$= \frac{P 300^2}{2 \frac{1}{12} 25 \times 40^3 \times 1,007 \beta} = 0,335 \frac{P}{\beta}$$

e per la semitrave sinistra, nella fase *c*):

$$E = 0,335 \frac{0,5}{0,00061} = 275 \text{ t/cm}^2.$$

Il giorno 2 dicembre 1904 la trave venne riparata nella sua sezione di rottura, demolendo prima il conglomerato per un tratto di circa cm 10 in corrispondenza della detta sezione, e ciò a tutt'altezza, e poi gettando del nuovo *béton*. Durante tale operazione la trave venne di nuovo puntellata.

Un mese dopo la riparazione la trave venne di nuovo liberata dai puntelli.

Il giorno 31 gennaio 1905, alle ore 15, si procedette al carico di t. 0,5 all'estremità di ciascuno sbalzo: dopo 10' si ottenne:

$$f_s = \text{mm. } 6,4 \qquad f_d = \text{mm. } 3,4$$

valori che crescono lentamente col tempo, finchè il giorno 15 dello stesso mese raggiungono le cifre seguenti quasi stazionarie:

$$f_s = \text{mm. } 7,5 \qquad f_d = \text{mm. } 3,8$$

Il valore notevolmente maggiore di queste frecce rispetto a quelle dell'esperienza primitiva è dovuto naturalmente a tutte le altre screpolature già esistenti nella trave.

Il 28 febbraio, portato il carico a ciascuna estremità dei due sbalzi a t. 2,75, la trave destra manifesta una profonda fessura in adiacenza di una già esistente a 80 mm. dalla mezzeria del pilastro, e la costruzione cede. Si riduce il carico a t. 1,75 e la trave rimane in equilibrio fino al 13 marzo,

nel qual giorno il carico viene portato a t. 3 a ciascuna estremità dei due sbalzi. Sotto questo sforzo si riapre notevolmente la lesione suddetta e la trave cede continuamente, ma gradatamente.

Torino, luglio 1905.

C. GUIDI.

#### Errata-Corrige.

Pag.	Col.	Linea	Errori	Correzioni
276	2 <sup>a</sup>	7	..... = cm <sup>3</sup> 20,439	togliere la virgola
>	>	10	= cm <sup>3</sup> 169,117	Id.
>	>	11	= 2 × 169,117 =	Id.
>	>	15	0,5	tonn. 0,5
>	>	26	= 0,00007 + 0,00001	= 0,00007 + 0,0001
277	1 <sup>a</sup>	8	0,5	tonn. 0,5
279	>	3	= 2,261 kg.	togliere la virgola
>	>	24	= t. 4,6 × 28 cm <sup>3</sup>	= t. 4,6 × cm. 28,3
>	>	28	= t. 0,5 × 260 =	= t. 0,5 × cm. 260 =

## MATERIALE FERROVIARIO

### PIASTRE D'APPOGGIO E TRAVERSE PER STRADE FERRATE.

La questione delle traverse in legno per le strade ferrate diventa ogni di più seria, inquantochè quasi tutti i boschi di rovere nelle vicinanze delle vie di comunicazione sono già sfruttati, ed in quelli più distanti la spesa di lavorazione e di trasporto fa aumentare in modo sensibile il prezzo delle traverse. Per qualche tempo si potrà ancora supplire colle traverse di legno d'essenza dolce, convenientemente iniettate, e già sorsero in Italia parecchi stabilimenti che provvedono in modo razionale ed economico all'iniezione di tali traverse.

Lo studio delle Amministrazioni di strade ferrate si volge quindi al doppio scopo: 1° di cercar modo di prolungare, per quanto è possibile, la vita delle traverse in legno; 2° di trovar un materiale che possa convenientemente surrogare il legno nella preparazione delle traverse.

In quanto al primo scopo parrebbe che sia sufficientemente raggiunto coll'iniezione, per difendere il legname dalle azioni chimiche: nè crediamo necessario ricordare ora quali procedimenti si usino per l'iniezione. Resta ancora a provvedere per prolungare la resistenza delle traverse di legno contro le azioni meccaniche che si esercitano in servizio da parte delle rotaie assicurate alle traverse da arpioni o da caviglie (*tire-fonds*). Questa è una questione importante, inquantochè si dà sovente il caso di traverse ottimamente conservate, ma per le quali non reggono più gli arpioni o le viti, essendosi di troppo allargati i fori nelle traverse. Si pensò anche a sopperire a questo inconveniente otturando i vecchi fori con cunei di legno duro, introdotti a forza, e praticando poi dei nuovi buchi nelle vicinanze dei primitivi, per assicurarvi le rotaie. Ma questo espediente non ha trovato larga applicazione.

#### PIASTRE D'APPOGGIO ARMATE.

L'ingegnere conte Giuseppe Borini, Direttore delle ferrovie di Reggio Emilia, propose ed applicò un tipo di piastra d'appoggio delle rotaie, nell'intento di ottenere una miglior

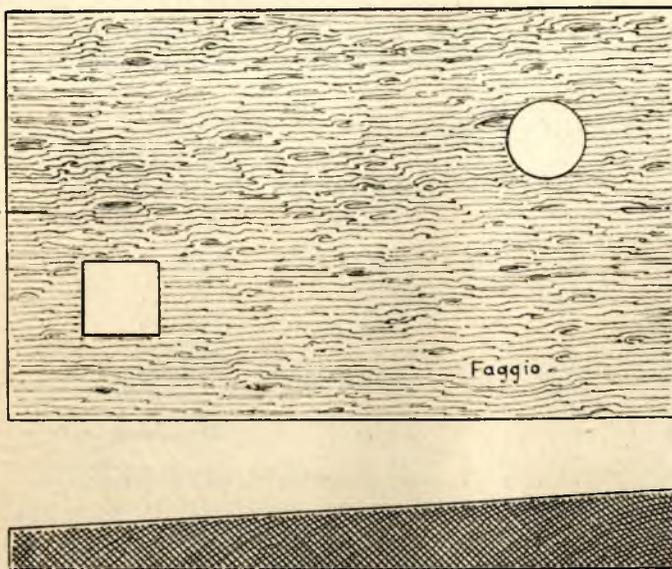


Fig. 120. — Pianta e sezione trasversale della tavoletta in legno (a metà del vero).

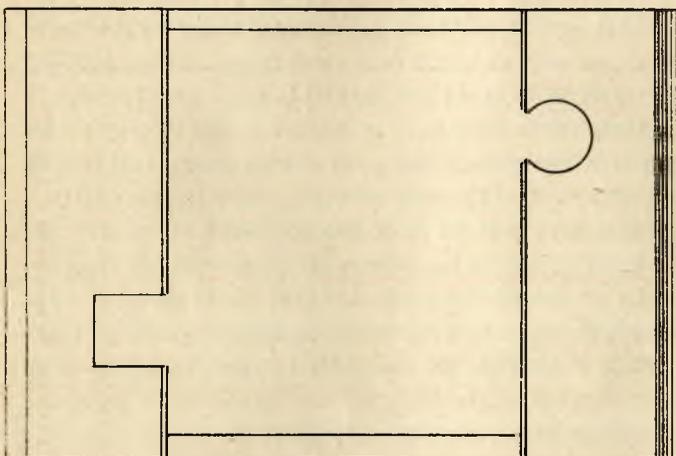


Fig. 121. — Pianta del telaio in ferro, marca A (a metà del vero).

conservazione delle traverse, anche se fatte con legname di essenza dolce. Questa piastrella egli chiama *piastra d'appoggio armata*.

Essa è composta di due parti: una tavoletta di legno iniettato ed un'armatura metallica o telaio, la quale abbraccia la tavoletta e sostituisce le usuali piastrelle d'appoggio per l'armamento Vignolles.

La figura 120 rappresenta la proiezione e la sezione di una tavoletta, già forata, o per ricevere arpioni o per ricevere *tire-fonds*.

La fig. 121 rappresenta il telaio in ferro omogeneo della marca A. La fig. 122 rappresenta il telaio pure in ferro omogeneo della marca B, e più sotto la sezione trasversale del telaio; per ultimo la fig. 123 è la proiezione laterale della piastra completa armata.

Il modo col quale la rotaia è attaccata alle traverse,

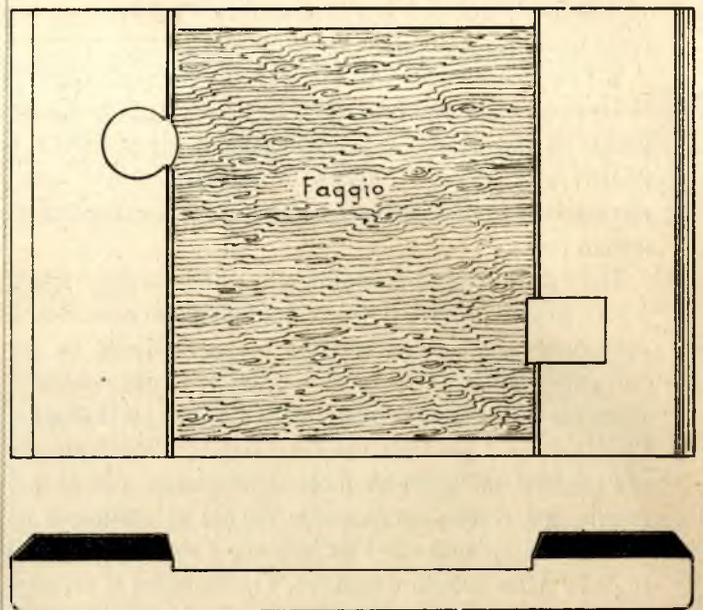


Fig. 122. — Pianta del telaio in ferro, marca B colla tavoletta in opera e sezione trasversale del telaio (a metà del vero).

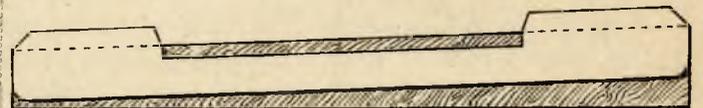


Fig. 123. — Prospetto laterale di una piastra armata e completa.

poggiando sulla piastra armata è segnata nella fig. 124, notando che l'attacco può farsi o con arpioni *a* o con *tire-fonds* *b*.

La fig. 125 indica il modo col quale sono ordinariamente disposte le piastre di marca A e di marca B su di una caminata di rotaia di m. 9 di lunghezza.

Lo scopo dei due tipi di piastre A e B si è quello di poterle sostituire fra di loro quando per caso la traversa venisse a guastarsi nel punto ove capita un foro, ed è perciò che, come si osserva nelle due figure 121 e 122, esse non diversificano che per la posizione dei fori.

La tavoletta è fatta per lo più di faggio iniettato con *carbolineum*, il che vale a dare al legname maggior resistenza, oltre alla durata.

I vantaggi della piastra armata, secondo le esperienze dell'inventore sulla linea di Reggio Emilia sono i seguenti:

*Superficie d'appoggio.* — Viene aumentata e mantenuta costantemente per la flessibilità della tavoletta, la superficie d'appoggio sulla traversa, eliminando il grave inconveniente degli incavi che sopra di essi producono le piastrelle metalliche, specialmente se il legname è più tenero della quercia rovere. Così le condizioni d'attacco fra le rotaie e le traverse vengono migliorate e ne segue un più dolce movimento nei treni.

*Stabilità dello scartamento.* — Le alterazioni dello scartamento del binario avvengono più difficilmente, perchè oltre ai risalti del telaio che trattengono la rotaia, come nella

piastra ordinaria, si ha una maggior rigidità d'attacco, dovuta ad un più perfetto contatto fra la suola della rotaia, la tavoletta di legno e la traversa. Inoltre per la compressione della tavoletta sotto il peso del treno, avviene una naturale iniezione dell'antiseptico contenuto nella tavoletta, sulle pareti dei fori che contengono l'arpione od il *tire-fond*. Quest'iniezione ritarda naturalmente la decomposizione del legno e per conseguenza raddoppia la resistenza allo spostamento e strappamento, mentre invece negli attuali sistemi d'attacco l'acqua e l'aria penetrano lungo il gambo degli arpioni e delle caviglie rammollendo e disgregando in breve tempo la fibra legnosa dei fori, così da scemare la resistenza delle pareti. Per tal fatto viene reso meno dannoso l'effetto della forza centrifuga esercitata sulla rotaia e tendente a produrre alterazioni sulla rigidità di attacco fra la traversa e la rotaia.

*Protezione degli arpioni e delle caviglie (tire-fonds).* — I risalti proteggono maggiormente gli arpioni e le caviglie dallo sforzo diretto della suola della rotaia, perchè l'attacco della rotaia alla traversa è più rigido.

La tavoletta poi, durante la compressione, lubrifica anche il gambo degli arpioni e delle caviglie, cedendo ad esso parte della materia oleosa antiseptica di cui è imbevuta, ritardandone il deperimento dovuto all'ossidazione.

*Maggior conservazione delle traverse.* — Nelle ferrovie è già stato largamente sperimentato che circa  $\frac{1}{3}$  delle traverse non deperiscono per disfacimento putrido, ma bensì per decomposizione della parte vascolosa, per cui le traverse diventano, come suol dirsi, *sfasciate*, e quindi in condizione tale da non poter più trattenerne gli arpioni o le caviglie.

L'alterazione della vascolosa è anche più energica in contatto del ferro, il quale ossidandosi per azione dell'acqua o dell'umidità, si ricopre di uno strato di ruggine che concorre a favorire, cogli agenti atmosferici, la decomposizione della vascolosa.

Questo grave inconveniente viene di molto diminuito coll'uso della piastra armata, poichè la tavoletta di legno imbevuta di materia oleosa, antiseptica, costituisce un giunto fermo contro l'umidità esteriore, mentre assicura nelle migliori condizioni la maggiore neutralizzazione degli sforzi latenti. In piastre armate poste in opera da un anno si riscontrarono i gambi degli arpioni spalmati dell'antiseptico, le pareti dei fori bene iniettate e la superficie delle traverse su cui poggia la tavoletta, imbevuta per una profondità da 10 a 40 millimetri. Quest'iniezione, in certo modo automatica, costituisce una difesa efficace contro la marcitura delle traverse non solo nelle vicinanze degli arpioni o delle caviglie, ma ancora per tutta la parte della traversa sottostante alle rotaie. Col sistema ordinario l'umidità o la pioggia penetrando per i buchi si propaga alle fibre centrali delle traverse, mentre colla nuova piastra armata si viene a proteggere la parte della traversa che più è esposta alle azioni di deperimento, sia meccanicamente che chimicamente.

*Stabilità dell'attacco.* — Una delle funzioni precipue della piastra d'appoggio si è quella di aumentare la stabilità della via e di prolungare la durata delle traverse.

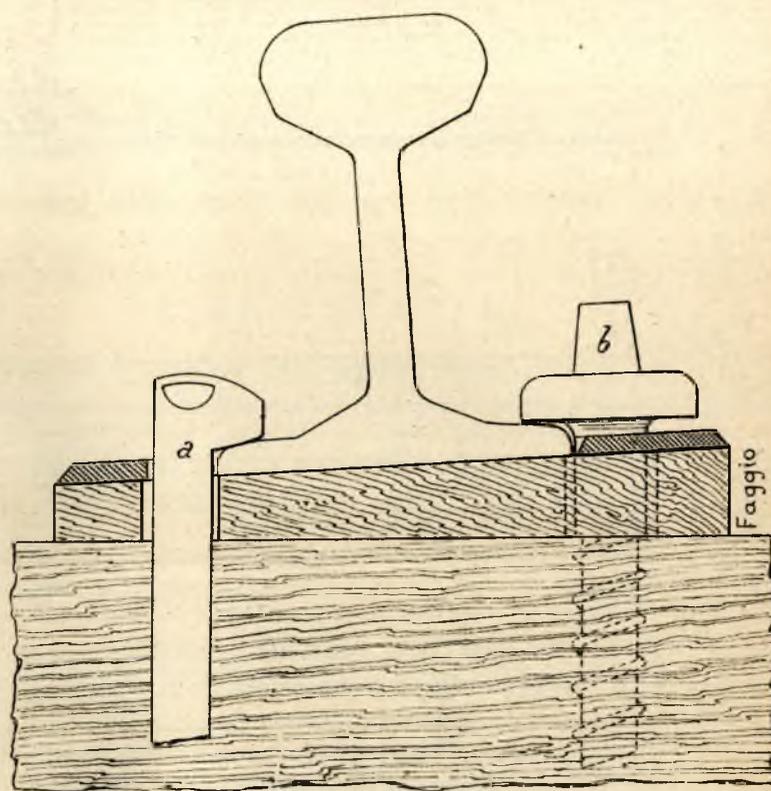


Fig. 124. — Sezione trasversale di rotaia montata su traverse con piastra armata (a metà del vero).

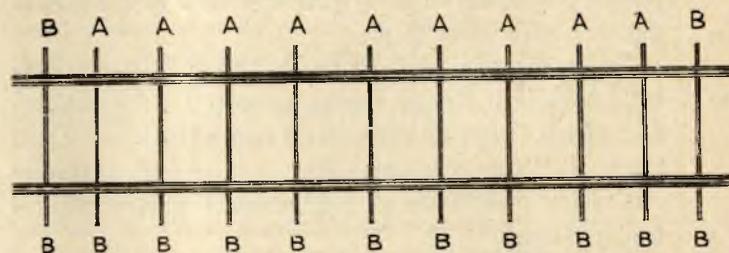


Fig. 125. — Disposizione delle piastre di marca A e di marca B per rotaie di m. 9 di lunghezza.

La piastra armata con tavoletta di legno iniettato garantisce una maggior rigidità d'attacco fra le rotaie e le traverse, per le seguenti ragioni:

1° Iniettandosi coll'antiseptico il legno dei fori delle traverse, viene aumentata la resistenza allo spostamento e strappamento degli arpioni o delle caviglie;

2° L'attacco fra due metalli, cioè la suola della rotaia e la piastra di ferro omogeneo, non riesce mai bene: mentre la suola della rotaia ed una tavoletta di legno soffice, imbevuta di materie oleose, per effetto di un più regolare assestamento risulta migliore, perchè dà un appoggio più perfetto ed una maggior stabilità all'armamento, così da diminuire sensibilmente il sollevamento degli arpioni o delle caviglie rendendo meno flessibili le rotaie;

3° La superficie d'appoggio colla piastra armata viene sensibilmente aumentata, riportando così meglio il peso del treno sulle traverse;

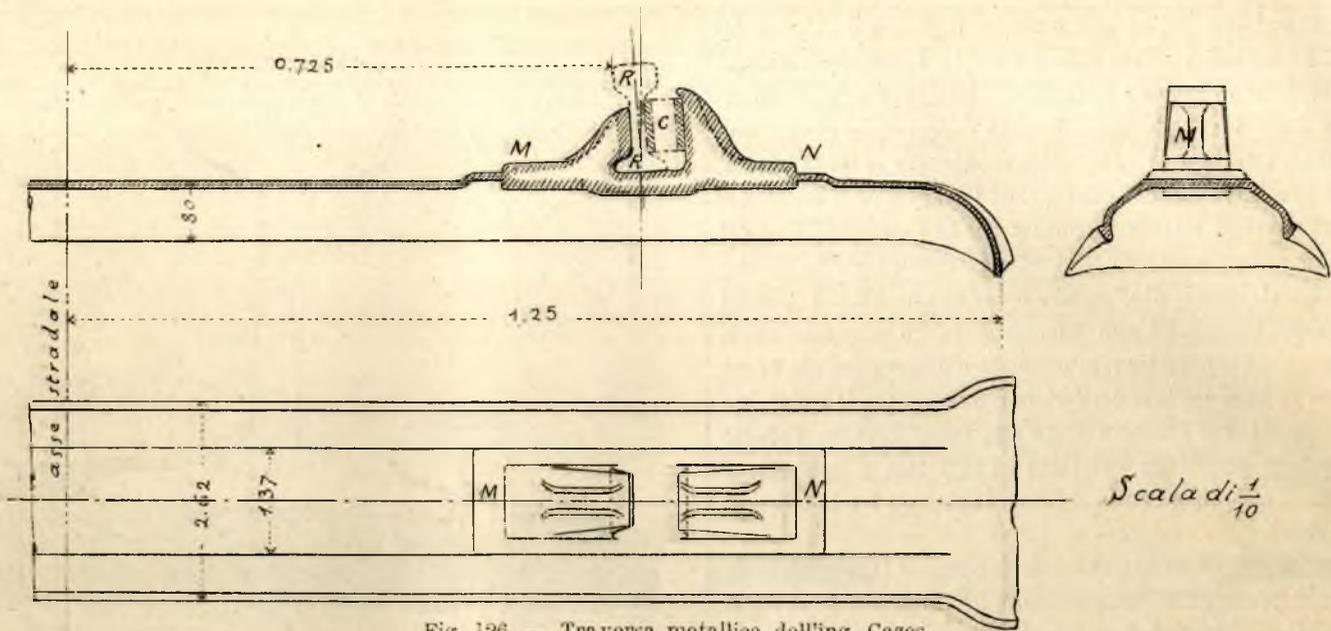


Fig. 126. — Traversa metallica dell'ing. Cazes.

4° Per effetto della flessibilità la tavoletta di legno della piastra armata si mantiene sempre in contatto con tutti i punti del piano del traverso e con tutti quelli della suola della rotaia, conservando inalterata l'inclinazione;

5° Viene protetta la parte della traversa più esposta, per l'azione meccanica, al deperimento, essendo la proiezione delle tavolette maggiore di quella delle ordinarie piastre. Inoltre migliorando le condizioni dell'attacco si possono impiegare gli arpioni in modo quasi così sicuro come le caviglie, le quali costano di più.

Gli esperimenti fatti con questo tipo di piastra armata sulle ferrovie di Reggio Emilia, decisero il R. Ispettorato delle strade ferrate ad approvare il nuovo tipo ed a far voti perchè il sistema si estenda anche su altre ferrovie, perchè esse non avrebbero che un miglioramento nelle condizioni dell'armamento.

Aggiungasi poi che il costo della piastra armata non è superiore a quello delle piastrelle ordinarie, anzi tutto fa ritenere che possa riuscire inferiore, impiegandovisi un minor peso di metallo, senza danneggiar la solidità della piastra.

Le piastre armate si preparano dalla ferriera di Voltri.

#### TRAVERSE METALLICHE.

Le traverse in acciaio sono in uso almeno in via esperimentale fin dal 1858 e da quell'epoca si sono ideati svariati tipi. Ma essi dal più al meno hanno un lato debole ed è nell'unione delle traverse colle rotaie. Per quest'unione si studiarono pure numerosi ed ingegnosi tipi che però non pare diano i risultati più soddisfacenti in pratica, sia per l'allargamento cui sono soggetti i fori praticati nelle traverse, sia per la complicazione dei minuti pezzi coi quali si ottiene l'attacco della rotaia.

Col tipo di rotaie, secondo il profilo Vignolle, non si poteva fare a meno di un genere di attacco che obbligasse a servirsi dei fori praticati nelle traverse. Ma oggidì, che aumentando il peso per metro corrente di rotaia si ritorna al

tipo con sezione a doppio fungo, l'attacco delle rotaie colle traverse, facendosi mediante cuscinetti, riesce più facile ottenerlo duraturo.

L'ing. Webb, il famoso Direttore della « London and North-Western-Railway », propose di inchiodare il cuscinetto sulla traversa, e ciò diede buoni risultati.

Attualmente l'ing. francese Cazes propose di fabbricare le traverse coi cuscinetti che fanno corpo colle traverse, non più mediante chiodature, ma con una resistente bollitura.

Nella fig. 126 è rappresentata la metà di una traversa Cazes col cuscinetto M N saldato alla traversa. La rotaia R, a doppio fungo, è tenuta a posto da un cuneo c che non è più in legno, come ordinariamente si pratica per questo genere di unione, ma in acciaio: quindi è meno soggetto ad allentarsi, perchè non è molto influenzato dalle variazioni di umidità nell'atmosfera.

Questo tipo di traversa rappresenta quanto di più perfetto si può ottenere allo stato attuale in questo genere; esso, non avendo bisogno di pezzi mobili, non richiedendo la foratura della traversa, assicura meglio l'attacco delle rotaie e dà garanzia di una lunghissima durata per la traversa. Non parrebbe esagerato l'affermare che una simile traversa possa avere una vita di almeno trent'anni, quindi tre volte maggiore di quella ordinaria delle traverse in legno rovere.

Si può quindi prevedere che, avviata industrialmente la fabbricazione delle nuove traverse Cazes, esse verranno preferite dovunque si sia costretti, per mancanza di traverse in legno, a ricorrere a quelle metalliche.

Abbiamo dei tentativi per applicare il cemento armato alla preparazione delle traverse (1). Ma i risultati finora ottenuti non sono tali da poterci far presagire un risultato pratico e soddisfacente, tanto dal lato tecnico che da quello economico, di questo genere di traverse. Ad ogni modo l'impiego per ora si limita ai piazzali delle stazioni ove queste traverse possono essere meglio sorvegliate.

F.

(1) Vedi *Ingegneria Civile*, anno XXIX, pag. 248.

## NOTIZIE

**Sui processi di saldatura autogena dei metalli.** — Nel fascicolo 9 dell'anno passato, vol. XXX, da pag. 138 a 140, abbiamo estesamente riassunto una Memoria assai importante del signor F. Bourdil, presentata alla *Société des Ingenieurs Civils* di Francia, intitolata l'« Acetilene disciolto e le sue principali applicazioni ».

Fra queste applicazioni era presentata importantissima quella della saldatura autogena dei metalli col processo ossi-acetilenico, ed in una nota della nostra Redazione a quella Memoria, abbiamo riferito di esperienze, alle quali avevamo assistito in Torino, gentilmente invitati dal signor Gustavo de Vonderweid, capitano di artiglieria nella riserva, concessionario per l'Italia della vendita degli apparecchi occorrenti all'impianto della saldatura col cannello ossi-acetilenico, ed abbiamo aggiunto dati e risultati che erano il frutto di prolungate esperienze.

Più tardi il signor Dumesnil ha trattato ancora del medesimo argomento, insistendo sui vantaggi del processo ossi-acetilenico di saldatura dei metalli, ed attribuendogli una superiorità notevole su tutti gli altri processi.

Ma queste conclusioni non sarebbe disposto ad ammettere il signor Arnoux, il quale in una successiva Memoria contraddice, adducendo argomenti che crediamo pure, per dovere di imparzialità, di dover qui rendere noti.

« Egli fa particolarmente rilevare come per la saldatura autogena dei due metalli più correntemente impiegati nell'industria, il ferro ed il rame, l'acetilene presenti il grande difetto di dar luogo alla formazione di carburi metallici, specie di ghise, che hanno alla trazione una resistenza molto ridotta e un allungamento quasi nullo.

La fiamma del cannello essendo composta esclusivamente di un combustibile gassoso qualunque e di un comburente l'ossigeno, non si può impiegare un eccesso di quest'ultimo, senza ossidare il metallo; si è dunque sempre obbligati di assicurare un eccesso di combustibile, per cui risulta praticamente impossibile la realizzazione di una fiamma allo stesso tempo neutra, ed a combustione completa. Quest'eccesso di combustibile è una necessità alla quale non è possibile sottrarsi, sia impiegando l'acetilene, che l'idrogeno o qualunque altra sostanza combustibile. Ma l'acetilene, essendo un composto idrocarburo di formazione endotermica, e per conseguenza di dissociazione esotermica, come tutti i corpi esplosivi (dissociazione esotermica che è d'altronde la ragion d'essere dell'altissimo calore sviluppato nella combustione pel fatto del calore di dissociazione), presenta il grave inconveniente di dividersi in idrogeno e carbonio prima di bruciare e di produrre una fissazione molto rapida del carbonio sulle parti del metallo in fusione.

Coll'impiego dell'idrogeno solo come combustibile, non è da temersi alcun deterioramento del metallo, ed è per questo che, dopo aver fatto esperimenti comparativi molto seri dei due processi, ossidrico ed ossi-acetilenico, si ritorna al primo.

Il Dumesnil ha fatto l'appunto al processo ossidrico di essere più costoso. L'Arnoux trova che ciò non è attualmente più esatto e che i costi dei due procedimenti si trovano eguagliati per il fatto stesso della concorrenza, e soprattutto per l'estensione considerevole che ha preso rapidamente il processo ossidrico che è il più antico.

Il Dumesnil ha inoltre fatto l'appunto al processo ossidrico di sviluppare temperature che non oltrepassano i 1800 a 2000 gradi, mentre il processo ossi-acetilenico permette di raggiungere temperature di quasi 3000 gradi.

Ora, obietta l'Arnoux, queste ultime temperature non sono affatto necessarie per ottenere una saldatura perfettamente omogenea dei metalli usuali, anche dei più refrattari, quale il platino. D'altra parte, il problema non è quello di sviluppare una temperatura capace di volatilizzare il metallo, ma soltanto di operare una fusione sufficiente per assicurare la saldatura perfetta delle parti.

Il processo ossidrico ha il grande vantaggio di essere regolabile colla più grande facilità; questa regolazione della temperatura, così

indispensabile nella saldatura dei metalli e delle loro leghe, è quasi impossibile ad ottenersi col cannello ossi acetilenico.

Per ultimo, la produzione abbastanza elevata di carbonio che ha luogo col cannello ad acetilene, è capace di provocare un avvelenamento più o meno rapido, ma continuo negli operai saldatori.

L'Arnoux conclude che, seguendo la sua personale esperienza, se si vuole realizzare delle saldature omogenee e solide, occorre evitare l'impiego di gas a base di carbonio, ed in specie di acetilene, per la saldatura autogena dei metalli ».

(*Bollettino della Soc. degli Ingegneri, in Roma.*)

## BIBLIOGRAFIA

Ing. CORRADO CAPOCCI. — **La ferrovia vesuviana Thos. Cook and Son.** Op. in-8° di pag. 82 con 10 tavole e 23 figure nel testo. Estr. dal periodico *Il Politecnico*. — Milano, 1904. Prezzo lire 2,50.

La funicolare vesuviana, concepita, come i lettori ricordano (1) dal banchiere Oblieght, e progettata ed eseguita dall'ing. Emilio Olivieri negli anni 1879-1880, è rimasta indisturbata dal vulcano per oltre 20 anni; e solo nel maggio del 1900 la stazione superiore, quantunque si trovasse dall'asse del vulcano alla distanza orizzontale di 370 a 380 metri, rimase investita ed alquanto danneggiata.

Ma se la funicolare vesuviana non ha molto sofferto per effetto delle eruzioni, non furono poche le vicende amministrative a cui essa è andata incontro.

Per la sua costruzione e per il macchinario era stata spesa la somma di lire 435 mila, ma la funicolare veniva venduta dall'Oblieght per circa 1 200 000 lire ad una Società per azioni, e questa poco dopo andava in liquidazione, onde la funicolare potè essere acquistata all'asta pubblica dalla Casa inglese Thos. Cook and Son per sole lire 170 mila.

Da Napoli (piazza dei Martiri) alla stazione inferiore della funicolare sono poco più di 22 km. che era necessario percorrere in carrozza in circa quattro ore e mezza. In pochi minuti poi colla funicolare, dalla base del gran cono vesuviano, se ne compieva l'ascensione, elevandosi da 794 m. a 1180 m. sul mare. Ma dalla stazione superiore per pervenire al cratere, occorre ancora percorrere a piedi circa 420 m. su ceneri e scorie, il che rende la salita molto faticosa e poco divertente.

A rendere meno gravi le fatiche e ad abbreviare il tempo di una ascensione al Vesuvio, si accarezzò per qualche tempo il progetto di una ferrovia in sede propria, parte a semplice aderenza e parte a dentiera, da Napoli al Vesuvio per Bellavista e Pugliano, che è la parte alta dell'abitato di Resina, per cui si potesse raggiungere la stazione inferiore della funicolare in poco più di un'ora e mezza, con un percorso di circa 18 chilometri. Sotto l'egida della Casa Cook, si costituì un Sindacato inglese, e si intrapresero gli studi sul terreno dall'ing. Fell, coadiuvato dall'ing. Francesco Laudiero e dall'ingegnere Corrado Capocci, autore della Memoria che stiamo presentando ai lettori.

Dall'autunno del 1898 ai primi mesi del 1900 continuarono, da parte degli ingegneri, gli studi e le trattative per varianti col Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, e da parte del Sindacato le ricerche di offerte a *forfait* per la costruzione della linea, le quali offerte oscillavano nientemeno da poco più di tre fino a sei milioni.

Intanto, nell'aprile e nel maggio del 1900, la eccezionale attività esplosiva del Vesuvio veniva ad accrescere le difficoltà per la costituzione della Società, e queste difficoltà perdurarono anche dopo che la Casa Cook ottenne, nel luglio 1900 e fino al 1903, la rinnovazione della concessione per l'esercizio della funicolare vesuviana.

Quando poi, di fronte alla concessione della Napoli-Bellavista-Vesuvio attraverso i Comuni vesuviani, sorse la concessione nuova della « Circumvesuviana » che toccava fra gli altri i medesimi Comuni, da Barra a Resina, parve più conveniente al concessionario

(1) Vedi *Ingegneria Civile*, anno 1881, pag. 1-8, fig. 1-12.

della « Napoli-Bellavista-Vesuvio » di limitare la costruzione a quella sola parte che costituiva essenzialmente la linea d'accesso alla funicolare. Ed allo scopo di rendere meno costosa la costruzione del tronco in montagna, e di adottare la trazione elettrica, chieste ed ottenute le necessarie proroghe, affidavasi, nell'aprile 1901, la direzione generale degli studi e dei lavori, all'ing. Emil Strub, di Olten, che, laureato a Dresda, e divenuto collaboratore dell'ing. Riggenbach prima, e poi ispettore delle ferrovie dell'Oberland, aveva avuto parecchie occasioni di studiare e di distinguersi con geniali invenzioni e riuscitissimi impianti di funicolari e di speciale sistema a dentiera, come ne fanno fede parecchie importanti pubblicazioni tecniche, tra le quali è specialmente nota l'opera in due volumi « Die Bergbahnen der Schweiz » bis 1900. I, Die Seilbahnen e II, Die Zahnstangenbahnen ».

E l'ing. Strub, valendosi della conoscenza dei luoghi e della straordinaria attività dell'ing. Treiber della ditta Cook, ed ispirandosi specialmente agli impianti di Aigle Leysin e di Bex-Glion-Villars, nel cantone di Vaud, riuscì, nel brevissimo tempo permesso dallo scadere dell'ultimo termine della concessione, a presentare il suo progetto di esecuzione, redatto in base alle seguenti caratteristiche: origine della linea a Resina (Pugliano); trazione elettrica; scartamento di 1 metro; raggio minimo delle curve 50 metri sui tratti ad aderenza, e 80 metri sul tratto a dentiera; pendenza massima 8 0/0 sui tratti ad aderenza e 25 0/0 sul tratto a dentiera; treni di una sola vettura automotrice nei tratti ad aderenza e di una vettura con locomotiva elettrica nei tratti a dentiera; spesa per la costruzione, comprese le espropriazioni, il macchinario ed una centrale elettrica autonoma, non eccedente lire 1 250 000.

A queste sole condizioni la Casa Cook finì per indursi ad assumere direttamente la costruzione di una linea che con uno sviluppo di km. 7500, dall'altitudine di metri 97 sul mare, a Pugliano, raggiunge quella di m. 794, alla stazione inferiore della funicolare. E così la linea da Pugliano al Vesuvio prese ufficialmente il nome di « Ferrovia Vesuviana Thos. Cook and Son ».

I vantaggi offerti dal nuovo tracciato degli ingegneri Strub e Treiber su quello primitivo dell'ing. Fell sono moltissimi e di non poca importanza. Basterà osservare che l'opera d'arte più importante è costituita da un ponticello di tre metri di luce, mentre nel progetto Fell era contemplata la costruzione di un viadotto di 110 m., alto nel punto di maggior depressione del suolo, oltre a m. 30, per il quale era preventivata la spesa di circa 200 mila lire. E col nuovo tracciato si è pure accorciata di m. 3300 la linea a dentiera.

\*

Il tracciato eseguito presenta due tratti ad aderenza intercalati da un tratto a dentiera, sistema Strub.

Col primo tratto ad aderenza, della lunghezza di m. 3200 dalla stazione di Pugliano, a 97 m. sul mare (con pendenza media inferiore al 5 e massima dell'8 per cento), si supera un dislivello di m. 153 e si giunge alla orizzontale della Centrale, a 250 metri sul mare. Col tratto a dentiera, lungo metri 1600, mediante curva di raccordo in piano verticale, di 500 m. di raggio, si passa su livelletta del 25 per cento, che è la pendenza massima per il tratto a dentiera, e si raggiunge la stazione dell'Osservatorio a m. 594 sul livello del mare, superando così col tratto a dentiera un dislivello di m. 344, colla pendenza media del 22 per cento. Il terzo ed ultimo tratto è dinuovo a semplice aderenza, ha la lunghezza di m. 2700, e con esso superando un dislivello di m. 200, si giunge, senza oltrepassare l'8 per cento, alla stazione inferiore della funicolare, a 794 m. sul mare.

L'aumentare della spesa di costruzione del corpo stradale risulta dalle seguenti cifre:

Movimenti di terra . . . . .	L. 99 100
Ponticelli e muri di sostegno . . . . .	» 44 250
Deviazioni di strade e fossi . . . . .	» 44 900
Lavori ad economia e diversi . . . . .	» 8 500
Chiusura della linea . . . . .	» 9 350
Massicciata di armamento . . . . .	» 17 900

Spesa totale del corpo stradale L. 224 000

Il costo chilometrico del corpo stradale è così risultato:

I. Da Pugliano alla Centrale (ad aderenza) . . L. 17 625

II. Dalla Centrale all'Osservatorio (a dentiera) . » 58 185

III. Dall'Osservatorio alla funicolare (ad aderenza) » 27 595

ed il costo chilometrico medio del corpo stradale per l'intera linea di 7500 metri è risultato di lire 29 865.

La spesa di costruzione dei fabbricati lungo la linea, esclusa la Centrale elettrica, è stata di lire 16 000.

\*

L'edificio per la Centrale elettrica, erettosi al termine del primo tratto ad aderenza, e cioè al piede del percorso a dentiera, misura m. 42,30 × 26,50, e contenente, oltre alle officine per la produzione del gas povero e dell'energia elettrica, una rimessa per il materiale mobile, diversi locali per uffici ed abitazioni, ed un grande serbatoio sotterraneo per l'acqua, è costato L. 90 mila, e quindi L. 75 per metro quadrato di area coperta, comprese le fondazioni per il macchinario.

L'impianto per la produzione del gas Dowson e dei motori a gas fu eseguito dalla Schweizerische Locomotiven und Maschinenfabrik di Winterthur.

Tutto l'impianto elettrico per la Centrale e per la linea fu affidato alla ditta A. G. Brown, Boveri e C. di Baden. L'impiego della corrente continua fu preferito per la mancanza di forza motrice idraulica e per le condizioni saltuarie dell'esercizio, per cui potendosi installare una batteria di accumulatori, si poteva ridurre di molto la potenza dei motori e della dinamo, col conseguente altro vantaggio di farli lavorare al massimo regime normale, e risparmiando combustibile e lubrificante.

Due motori a gas, ognuno della potenza di 100 cavalli, azionano, per mezzo di cinghia, due generatrici elettriche, e lo spazio è riservato per l'impianto eventuale di un terzo gruppo. Le due generatrici lavorano in parallelo con una batteria di accumulatori di 300 elementi, provveduti dalla Fabbrica nazionale di Accumulatori, brevetto Tudor, di Genova; la batteria è garantita per la capacità di 256 ampère-ore e per una corrente di scarica di 256 ampère. L'intensità media di carica è di 128 ampère.

La Centrale elettrica della Ferrovia Vesuviana, tenendo conto di una sola delle due dinamo, in unione alla batteria degli accumulatori, dispone di una corrente totale di 400 ampère circa alla tensione di 550 volt, cioè, della forza in cifra tonda di 300 HP, mentre la maggior richiesta di energia, quando simultaneamente un treno è in salita sulla dentiera e due vetture sono in discesa sui tratti ad aderenza, la forza occorrente non è che di 244 HP, onde ebbesi pure la forza occorrente ad azionare il motore della Funicolare. Per tal modo nelle esigenze ordinarie una sola unità di forza motrice è sufficiente all'esercizio della linea vesuviana da Pugliano al Vesuvio, e l'altra è di riserva.

La parte elettrica della Stazione Centrale è costata lire 60 500, ivi compreso il costo degli accumulatori (300 elementi Tudor, tipo 16 R a scarica rapida) di lire 30 mila circa.

\*

Il binario corrente della ferrovia vesuviana, tanto per i tratti ad aderenza, quanto per quello a dentiera, ha lo scartamento di 1 m. ed è costituito di rotaie d'acciaio del tipo Vignolle, dell'altezza di 100 mm. e del peso di kg. 21 per metro lineare, con giunto sospeso, fissate sopra traversine di quercia. La lunghezza normale di ogni rotaia è di m. 10,50, e per ogni campata sono distribuite 11 traversine per i tratti a semplice aderenza, e 12 traversine per il tratto a dentiera.

Il profilo della rotaia è quello usato, quasi senza eccezione, su tutte le ferrovie di montagna della Svizzera, con trazione a vapore od elettrica, e per carichi quasi doppi di quello sopportato dalle rotaie della funicolare vesuviana, per la quale il peso della locomotiva o di una vettura carica, non eccedendo 10 tonnellate, la pressione d'una ruota sulla rotaia risulta di 2500 kg. Le rotaie furono somministrate dalla casa inglese Young, ed il materiale accessorio d'armamento è pure di provenienza estera.

Per il tratto a dentiera di 1600 m. tra la Centrale e l'Osservatorio, l'ing. Strub ha adottato la dentiera del suo sistema, che per pendenze superanti il 25 0/0, non presenta gli inconvenienti dei sistemi Riggenbach ed Abt; ed è una rotaia Goliath con fungo intagliato a dentiera, che permette nel medesimo tempo l'applicazione di tenaglie come freni di sicurezza.

La dentiera Strub consta di una serie di aste dentate, tutte di un pezzo, ciascuna della lunghezza di m. 3,50; le due estremità di ogni pezzo essendo perfettamente uguali, è grandemente facilitata anche la posa, non occorrendo badare quale sia la testa e quale la coda; la poca lunghezza dei pezzi fa sì che può essere facilmente adattata a tratti di strada in curva di qualsiasi raggio. L'acciaio della dentiera Strub offre una resistenza media alla rottura di 45 kg. per mmq. ed il 20 0/0 di allungamento. Essa è fabbricata dalla « Société des Usines de L. de Roll » a Soleure, in Svizzera, col mezzo di macchine speciali, a bucare ed a fresare, le quali compiono il taglio dei denti in maniera da non portare alcun danno al materiale, con tre operazioni principali, completate da differenti operazioni ausiliarie di minore importanza.

La dentiera della ferrovia vesuviana pesa kg. 14,4 per m. lineare, ed il relativo materiale accessorio d'armamento pesa 11,6 per m. l.

La posa dell'armamento (binario e dentiera) ha costato lire 2,50 al m. l.; la posa del binario nei tratti a sola aderenza, lire 1,10.

Il binario di corsa sui due tratti a semplice aderenza di km. 3,20 e 2,700 è costato complessivamente lire 81 450; l'armamento completo nel tratto a dentiera, di km. 1,600 ha costato lire 86 200. Aggiungendo lire 18 100 occorre per circa 300 m. di binari nelle stazioni, scambi, ecc., e lire 10 250 per materiale di riserva, si ha il totale della spesa di armamento in lire 196 000.

\*

Il traffico tra Pugliano e la Funicolare dovendo essere regolato in modo da corrispondere alla potenzialità della Funicolare — le cui vetture furono costruite per il trasporto di sole 10 persone per volta, anche perchè non è permesso un agglomeramento di visitatori intorno al cratere — si sono provvedute per la Ferrovia Vesuviana vetture automotrici elettriche capaci ciascuna di 30 persone, e ciascuna di esse, nel tratto a dentiera, è spinta in salita e trattenuta in discesa da una speciale locomotiva elettrica ad ingranaggio.

Così dalla stazione di Pugliano a quella inferiore della Funicolare (km. 7,5) si impiegano 48 minuti, comprese le fermate intermedie nei punti d'incrocio, ed effettuando la partenza delle singole vetture ad intervalli di 35 minuti, il che in 12 ore corrisponde a 20 corse, si è in grado di trasportare al Vesuvio 600 persone in un giorno; nè questo concorso si è ancora raggiunto.

La dote di materiale mobile fu limitata pertanto al puro necessario; si sono provvedute tre vetture automotrici e due locomotive elettriche, di cui una di riserva, e si spesero complessivamente lire 152 000, cioè lire 21 700 per ogni vettura automotrice e 43 450 lire per ogni locomotiva.

La vettura automotrice è montata su due assi, distanziati fra loro di m. 2,10; è aperta lateralmente ed ha tre scompartimenti, ciascuno con 8 posti a sedere; ha due piattaforme, anche aperte, protette però da pensiline, e quella dove non c'è il manovratore può accogliere altre 6 persone. In totale vi sono 30 posti. I fianchi sono muniti di predelle e di sportelli di accesso agli scompartimenti; i sedili sono quindi trasversali alla vettura, ed alquanto inclinati all'orizzonte in riguardo alle forti pendenze della linea.

Il peso di ogni vettura è di 8 tonn., comprese tonn. 2,5 dell'allestimento elettrico, e tonn. 0,3 per il freno elettro-magnetico e suoi accessori. Col completo carico dei viaggiatori si ha un totale di tonn. 10,1.

La velocità di ogni vettura, a carico completo, alla tensione di 500 volts è di 15 km. all'ora in tratti orizzontali e va gradatamente diminuendo col crescere della pendenza, ma sulle ascese massime dell'8 per cento è ancora di km. 11,3 all'ora.

Ogni vettura è provvista di 4 apparecchi per spandimento della sabbia sulle rotaie, di un freno ad 8 ceppi manovrabile a mano, e di un freno elettrico mediante inversione dei motori in corto circuito, che

agisce contemporaneamente ad un freno elettro-magnetico, collegato ai motori, il quale pattina sulle rotaie, e che permette di fermare la vettura che scende con velocità normale sulla pendenza dell'8 per cento, dopo 4 metri al più di percorso.

Le vetture automotrici furono provvedute dalla Schweizerische Waggonfabrik A. G. di Schileren, presso Zurigo.

La locomotiva elettrica ad ingranaggio è montata su due assi: due motori elettrici simmetrici rispetto all'asse motore principale, agendo ciascuno sopra una duplice coppia d'ingranaggi, imprimono il movimento alla ruota dentata motrice ingranante sulla dentiera. Sopra di uno dei due assi delle ruote portanti è montata folle una seconda ruota dentata che ingrana sulla dentiera ed è collegata a due dischi da freno. Sull'altro asse si trovano montate le tenaglie, le quali abbracciano il fungo della dentiera, impedendo così alla locomotiva di deragliare ed alla ruota motrice di saltare sopra la dentiera, sebbene questo pericolo sia quasi del tutto scongiurato dal fatto che la dentiera Strub permette di usare un'unica ruota motrice.

La locomotiva è aperta lateralmente come le vetture. I due motori elettrici, costruiti ad eccitazione in derivazione e collegati fra loro in serie, hanno ciascuno una carica di 85 HP, tensione di 250 volts e velocità di 700 giri al minuto.

La corrente vien presa dal filo di contatto per mezzo di due archetti, secondo il brevetto Brown, Boveri e C., montati sul cielo della locomotiva.

Il peso totale della locomotiva, compreso il suo allestimento elettrico, è di circa 10 tonn. e quindi il peso totale dell'intero treno raggiunge le 20 tonn. Per muovere il treno sulla salita del 25 per cento occorre dunque in cifra tonda una forza di 135 HP sugli assi dei motori; ed è perciò, ed anche per agevolare la messa in moto, che i motori hanno la forza di 85 HP effettivi ciascuno, a carico normale.

Nella discesa i motori funzionano quali generatori di una corrente che ha lo stesso senso di quella emessa dalla centrale. Sono cioè posti in parallelo colle dinamo della centrale per agire simultaneamente sulla batteria degli accumulatori.

Ciascuna delle due locomotive ha costato lire 86 900 e in questa somma la parte elettrica vi è compresa per lire 57 200.

\*

L'energia elettrica, alla tensione normale di 500 volts, è distribuita mercè condutture di contatto costituite di filo di rame nudo indurito, di 8 mm. di diametro.

Sui tratti a semplice aderenza è impiegato come conduttore un solo filo di 8 mm.; sulla rampa a dentiera sono invece impiegati due fili di contatto di 8 mm., per cui si ha una caduta di potenziale nella linea del 25 per cento.

La linea è sospesa a sei metri di altezza su pali di larice del Cadore, ed in alcuni punti speciali da sostegni di ferro a traliccio.

Il ritorno della corrente si effettua attraverso le rotaie connesse col sistema speciale del brevetto della casa Brown Boveri, la quale ha pure fatto il montaggio della linea per la parte elettrica. La linea di contatto ha costato lire 65 500, e le connessioni delle rotaie per il ritorno della corrente costarono lire 7200. La fornitura dei pali costò lire 6800, per cui la linea aerea di contatto e le occorrenti connessioni delle rotaie per il ritorno della corrente condussero ad una spesa totale di lire 79 400.

Tenuto conto delle spese di espropriazione in lire 81 000, e delle spese generali di studi, progetti, direzione dei lavori ed amministrazione, nonchè dell'interesse del 5 per cento per un anno del capitale speso, si trova che la Ferrovia Vesuviana ha costato lire 893 300, pari a lire 119 105 per chilometro.

Aggiungendo il costo della Centrale elettrica di lire 308 200, si ha il totale della spesa della ferrovia, pronta all'esercizio, in L. 1 201 500.

Rare volte accade di trovare una monografia più ordinata, più completa e più ricca di utilissimi dati pratici, numerici e grafici. E ne diamo la meritata lode all'egregio autore, l'ing. Capocci, che insieme all'ing. Treiber, Ispettore della Funicolare Vesuviana, ed all'ing. Couchepin, rappresentante locale dell'ing. Strub, attese con tanta cura e pari attività alla compilazione dei progetti ed alla loro esecuzione.

G. S.

## R. SCUOLA D'APPLICAZIONE PER GLI INGEGNERI IN TORINO

**Classificazione degli Allievi che nell'anno 1904  
riportarono il Diploma di Ingegnere Civile o di Ingegnere Industriale.**

N.° d'ordine di classificazione	COGNOME, NOME, PATERNITÀ E PATRIA	Voti ottenuti			N.° d'ordine di classificazione	COGNOME, NOME, PATERNITÀ E PATRIA	Voti ottenuti		
		nelle prove di profitto di 2° e 3° anno	nello esame generale	TOTALE DEI VOTI			nelle prove di profitto di 2° e 3° anno	nello esame generale	TOTALE DEI VOTI
		massimo n. 1100	massimo n. 100	massimo n. 1200			massimo n. 1300	massimo n. 100	massimo n. 1400
<b>Ingegneri Civili.</b>									
1	Albenga Giuseppe di Marco da Incisa Belbo . . . . .	1018	100	1118	13	Ciocca Gaetano fu Gaspare da Garlasco (Pavia).	1136	100	1236
2	Liprandi Antonio di Giuseppe da Trieste . . . . .	982	100	1082	14	Baroni Giulio di Attilio da Roma . . . . .	1135	100	1235
3	Fiorelli Iacopo fu G. Dom. da Casola in Lunigiana . . . . .	960	100	1060	15	Tiedeman Andrea di Carlo da S. Remo . . . . .	1123	100	1223
4	Bairati Giovanni fu Andrea da Maggiora (Novara) . . . . .	935	100	1035	16	Errera Attilio fu Angelo da Venezia . . . . .	1128	95	1223
5	Vinçon Gustavo di Lamy da S. Germano Chisone . . . . .	921	100	1021	17	Verda Giulio di Renzo da Varazze . . . . .	1121	95	1216
6	Massazza Luigi di Gius. da Roncaro (Pavia) . . . . .	892	95	987	18	Cerofolini Domenico di Gius. da Subbiano (Arezzo) . . . . .	1110	98	1208
7	Longhi Agostino fu Angelo da Figline Val Jarno . . . . .	885	100	985	19	Segre Mario di Abramo da Torino . . . . .	1087	98	1185
8	Leone Ferruccio di Amilcare da Polesella . . . . .	885	95	980	20	Toppo Ferruccio di Gius. da Mirano (Venezia) . . . . .	1085	90	1175
9	Mongero Donato fu Giovanni da Pinerolo . . . . .	871	90	961	21	Borello Romolo fu Giacomo da Torino . . . . .	1075	95	1170
10	Mancarella Ottavio di Benedetto da Lecce . . . . .	868	85	953	22	Cogn-Reymondet Gust. di Giov. da Luserna S. G. . . . .	1040	95	1135
11	Micheli Leo di Giovanni da Codogno (Milano) . . . . .	861	90	951	23	Rossetti Raffaele di Vincenzo da Genova . . . . .	1045	90	1135
12	Castoldi Ezio Enrico di Luigi da Novara . . . . .	856	90	946	24	Doderò Giacomo di Francesco da Genova . . . . .	1045	85	1130
13	Prevosti Mario fu Francesco da Milano . . . . .	855	90	945	25	Momigliano Ugo di Salomone da Fossano . . . . .	1043	85	1128
14	Magnaldi Luigi di Maurizio da Torino . . . . .	850	88	938	26	Costa Paolo fu Giacomo Giuseppe da Ovada . . . . .	1028	88	1116
15	Tricerri Mario fu Andrea da Arborio . . . . .	840	90	930	27	Finzi Carlo di Amico da Ferrara . . . . .	1025	90	1115
16	Gay Eugenio di Luigi da Abbadia Alpina . . . . .	832	95	927	28	Cappa Giulio di Guglielmo da Voghera . . . . .	1020	90	1110
17	Pasini Gius. di Luigi da S. Maurizio Siccomario . . . . .	834	85	919	29	Gualtierotti Mario fu Giuseppe da Firenze . . . . .	1018	90	1108
18	De Cola Giuseppe di Giuseppe da Messina . . . . .	824	90	914	30	Lambert Marco Giovanni di Pietro da San Remo . . . . .	1010	95	1105
19	Pratesi Guido di Plinio da Fermo . . . . .	820	90	910	31	Parisini Filippo di Arnaldo da Gargnano . . . . .	1020	80	1100
20	Galvagno Luigi fu Nicola da Marene . . . . .	820	85	905	32	Foltz Mario di Luigi da Verona . . . . .	1012	85	1097
21	Schiavi Giulio fu Luigi da Mantova . . . . .	813	85	898	33	Soldati Giacinto di Vincenzo da Torino . . . . .	1003	92	1095
22	Pizzi Cesare di Innocente da Lomazzo (Como) . . . . .	808	80	888	34	Calleri Carlo di Giuseppe da Alba . . . . .	1010	85	1095
23	Martini di Cigala Carlo di Angelo da Milano . . . . .	795	90	885	35	Mandrino Pio di Giovanni da Frugarolo . . . . .	1010	85	1095
24	Astori Michele fu Giovanni da Bergamo . . . . .	805	80	885	36	Isidor Luigi di Domenico da Candela (Foggia) . . . . .	985	90	1075
25	Baghino Guido di Filippo da Genova . . . . .	800	80	880	37	Lavista Ferdinando di Ettore da Torino . . . . .	982	85	1067
26	Guzzeloni Edoardo di Martin. da Pessina Cremon. . . . .	790	85	875	38	Zorzi Casimiro di Riccardo da Bologna . . . . .	976	88	1064
27	Ciampanelli Rocco di Ambr. da Rosasco (Pavia) . . . . .	798	75	873	39	Ganna Ugo di Alberto da Torino . . . . .	973	90	1063
28	Torsellini Tullio di G. B. da Figline Valdarno . . . . .	780	85	865	40	Pagnini Domenico di Pagnino da Pistoia . . . . .	980	80	1060
29	Pigorini Alfredo di Luigi da Rivolta d'Adda . . . . .	779	80	859	41	Moncalvi Paolino di Carlo da Civitavecchia . . . . .	978	78	1056
30	Cantoni dott. Luigi di Giocondo da Vigevano . . . . .	773	85	858	42	Beer Mario Riccardo di Eugenio da Ancona . . . . .	970	85	1055
31	Casabella dott. Franc. fu Bernardo da Mondovì . . . . .	778	80	858	43	Grosso Giovanni di Pietro da Torino . . . . .	975	80	1055
32	Magnani Felice di Pier Vittorio da Roma . . . . .	783	75	858	44	Toso Cesare di Pietro da Cocconato . . . . .	960	88	1048
33	Bonelli Eugenio fu Federico da Saluzzo . . . . .	767	85	852	45	Rossi Severino di Emilio da Vigolzone . . . . .	965	80	1045
34	Bottini Giovanni di G. B. da San Remo . . . . .	775	75	850	46	Truchetti Giov. di Bartol. da Rivarolo Canavese . . . . .	958	80	1038
35	Galizzi Camillo fu Luigi da Bergamo . . . . .	770	75	845	47	Ghiacci Leandro di Teodoro da Rottofreno . . . . .	950	85	1035
36	Tedeschi Moisè di Evaristo da Parma . . . . .	762	80	842	48	Bertocchi Giovanni di Giuseppe da Piacenza . . . . .	945	85	1030
37	Vaudetto Pasquale di Gius. da Castiglione . . . . .	766	75	841	49	Zanetti Filippo di Edoardo da Roma . . . . .	945	85	1030
38	Morelli di Popolo Alfonso di Gustavo da Genova . . . . .	770	70	840	50	Accame Giuseppe di Vincenzo da Loano . . . . .	940	80	1020
39	Giua Domenico di Nicolò da Tempio Pausania . . . . .	758	80	838	51	Fiorini Dante di Battista da Ostiano (Cremona) . . . . .	932	87	1019
40	Cassarini G. B. di Pietro da Schignano (Como) . . . . .	765	70	835	52	Panbianco Giuseppe di Vincenzo da Napoli . . . . .	935	80	1015
41	Pistarini Fiorenzo G. B. di Gius. da Morbello . . . . .	765	70	835	53	Baldi Camillo di Agostino da Piacenza . . . . .	938	75	1013
42	Majoli Edoardo di Domenico da Ravenna . . . . .	750	80	830	54	Tavanti Domenico fu Luigi da Arezzo . . . . .	930	80	1010
43	Lombardi Pietro di Aless. da Teodorano (Forlì) . . . . .	738	70	828	55	Camì Celso di Ariodante da Treviglio . . . . .	925	80	1005
44	Pedrini Rodolfo fu Crispino da S. Lor. Picenardi . . . . .	750	75	825	56	Parenti Arnaldo di Leop. da Figline Valdarno . . . . .	918	85	1003
45	Frigerio Natale di Eugenio da Gravedona . . . . .	755	70	825	57	Valle Vincenzo di Efsio da Sassari . . . . .	920	75	995
46	Barbieri Gius. di Onor. da Gazoldo degli Ippoliti . . . . .	745	70	815	58	Tonani Giulio di Olindo da Canneto sull' Oglio . . . . .	915	75	990
47	Genevini Carlo di Battista da Pieve Delmona . . . . .	745	70	815	59	Benoffi Archimede di Andrea da Taranto . . . . .	912	75	987
48	Albarelli Enrico fu Gregorio da Thiene . . . . .	738	75	813	60	Garneri Ferdinando fu Celestino da Torino . . . . .	900	85	985
49	Villanova Gesualdo di Giacomo da Brindisi . . . . .	723	80	803	61	Chioldo Filiberto di G. B. Mario da Genova . . . . .	905	80	985
50	Vaccari Guido di Ugo da Livorno . . . . .	717	80	797	62	Ginatta Cristoforo fu Giuseppe da San Remo . . . . .	895	85	980
51	Cassinelli Pietro fu Carlo da Vobarno . . . . .	723	70	793	63	Polacco Mario Silvio fu Davide da Conegliano . . . . .	892	85	977
52	Farina Guido di Achille da Brescia . . . . .	722	70	792	64	Gobbato Vittorio di Giovanni da Venezia . . . . .	907	70	977
					65	Mussino Luigi di Giuseppe da Torino . . . . .	900	75	975
					66	Gherzi Stefano di Stefano da San Remo . . . . .	887	80	967
					67	Maffioli Enrico di Giuseppe da Ottobiano . . . . .	882	80	962
					68	Zilli Guido di Nicola da Fontanafredda (Udine) . . . . .	882	75	957
					69	Rosati Eusebio di Giacomo da Santhià . . . . .	873	82	955
					70	Cappa Cesare fu Giuseppe da Pavia . . . . .	872	80	952
					71	Vertova Giuseppe di Gregorio da Treviglio . . . . .	880	70	950
					72	Sponzilli Uberto di Luigi da Bari . . . . .	872	75	947
					73	Lombard Giuseppe di Luigi da Collegno . . . . .	867	70	937
					74	Gregotti Pasquale di Pietro da Castel d'Agogna . . . . .	855	80	935
					75	Donati Guido fu Nicola da Fermo . . . . .	855	75	930
					76	Badano Tomaso di Gaetano da Voltri . . . . .	845	80	925
					77	Franzoni Bruno di Achille da Viadana . . . . .	850	75	925
					78	Chiesa Riccardo di Enea da Rognano (Pavia) . . . . .	847	75	922
					79	Turiani Ettore di Temist. da Massa Marittima . . . . .	810	70	880

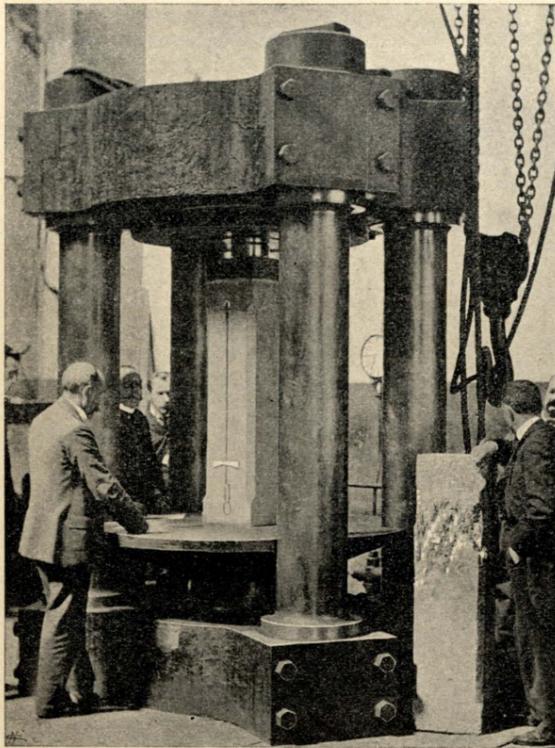


Fig. 1. — Strettoio idraulico da 2000 tonn. dell'Officina di costruzione d'artiglieria.

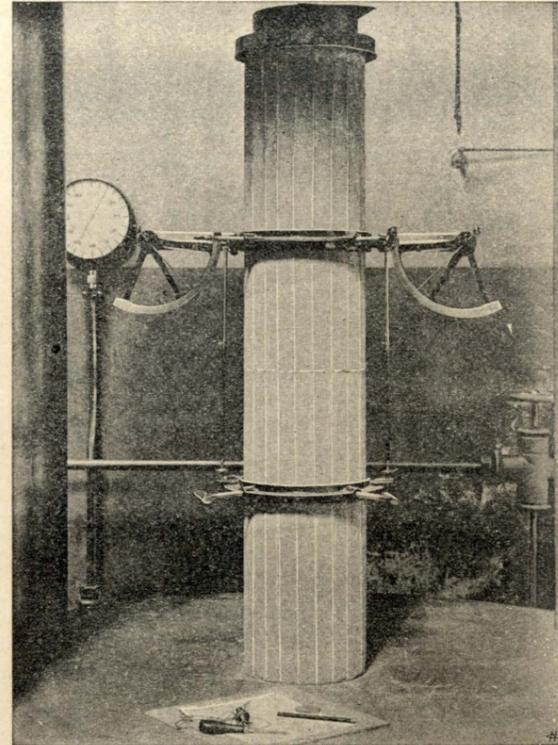


Fig. 2. — Applicazione dell'apparecchio di Bach per la misura delle deformazioni elastiche.

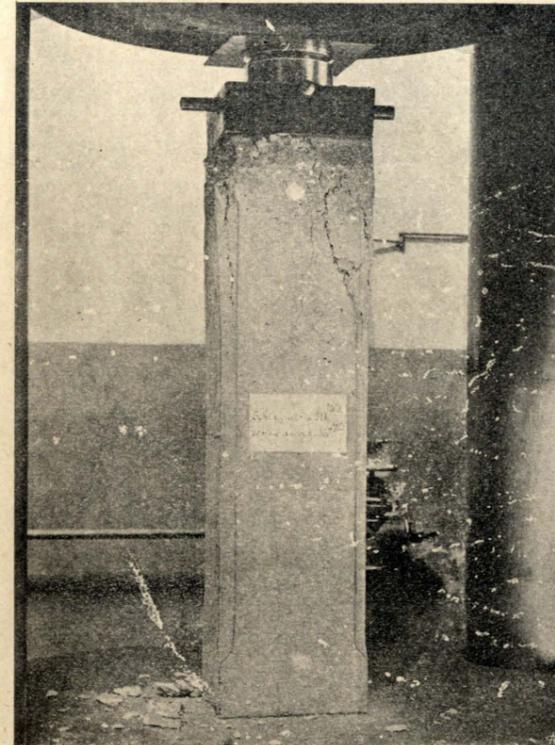


Fig. 3. — Pilastro N. 21.  
Resistenza alla rottura per schiacciamento: 211 Kg/cmq.  
Id. permanente dopo rottura: 100 » »



Fig. 4. — Colonnina di béton fretté a schiacciamento molto avanzato.

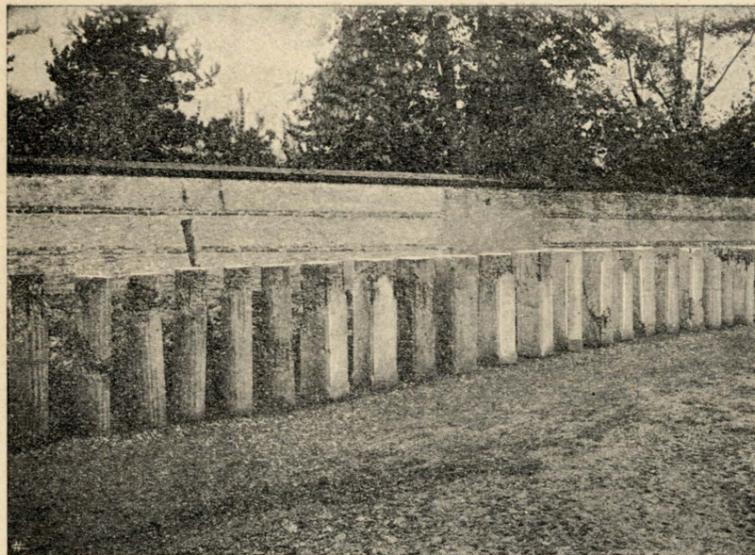


Fig. 5. — Veduta prospettica di colonnine e pilastri sottoposti all'esperimento.

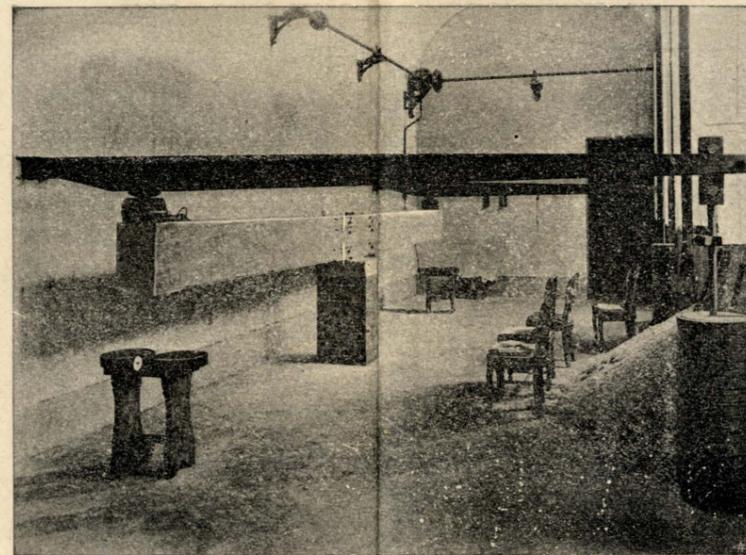


Fig. 6. — Disposizione di una trave per esperimenti e misure di resistenza alla flessione.

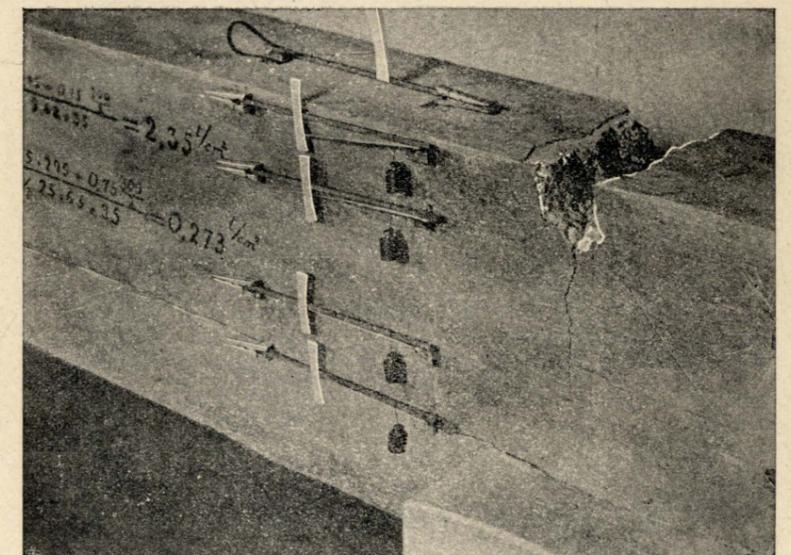


Fig. 7. — Saggio di rottura per flessione e disposizione degli apparecchi di misura delle deformazioni.

PROVE ALLA COMPRESSIONE DI COLONNE E PILASTRI, ED ALLA FLESSIONE DI GRANDI TRAVI

FORMATE CON CONGLOMERATI DI CEMENTO SEMPLICE OD ARMATO (ING. PROF. CAMILLO GUIDI).