

# 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.*

### SCIENZA DELLE COSTRUZIONI

#### ALCUNE NOTE RIGUARDANTI LA FORMA E LE DIMENSIONI DEGLI ARCHI IN MURATURA A TRE CERNIERE (Continuazione)

II. — Lo spessore in chiave d'un arco in muratura a tre cerniere, come quello d'un arco qualsiasi, è dipendente dalla forma e natura dell'archivolto e delle reni, dal carico permanente, nonché dalla natura del carico accidentale.

Elemento importantissimo pel calcolo di tale spessore è lo sforzo limite ammissibile pel materiale di cui l'arco è formato.

Negli archi a tre cerniere le pressioni alla chiave ed ai piani d'imposta si ripartiscono uniformemente su tutta la sezione. Nelle reazioni alle cerniere hanno generalmente prevalente importanza le componenti normali alle sezioni stesse, e, per volte simmetriche e simmetricamente caricate, la reazione alla chiave è una forza orizzontale normale alla sezione.

Limitandoci all'esame di volte simmetriche, investighiamo quale deve essere il loro spessore in chiave, e pertanto ricerchiamo la reazione alla chiave, date diverse forme dell'arco e diverse ipotesi di carico accidentale.

A. — Spinta dovuta al peso proprio dell'archivolto.

a) Arco in muratura del peso specifico di  $\delta$  kg. per mc., corda  $2c$ , saetta  $s$ ; *fibra media circolare*, spessore variabile con la legge  $e_\alpha = \frac{e}{\cos \alpha}$ .

Ampiezza di  $\frac{1}{2}$  arco:  $\phi = \arcsin \frac{2sc}{c^2 + s^2}$ .

Raggio del cerchio di fibra media:  $\rho = \frac{e}{\sin \phi}$ .

Proiezione verticale dello spessore dell'arco in tutti i punti costante ed eguale ad  $e$ , proiezione orizzontale variabile ed eguale a  $e \tan \alpha$ .

Dall'equazione dei momenti rispetto alla cerniera B si ha subito la spinta:

$$Q = \frac{1}{s} \int_{\alpha=0}^{\alpha=\phi} (c - R \sin \alpha) \frac{e}{\cos \alpha} \rho d\alpha =$$

$$= \frac{\delta e c^2}{s} \left( \frac{1}{\sin \phi} \log \tan \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) + \frac{1}{\sin^2 \phi} \log \cos \phi \right) =$$

$$= \frac{\delta e c^2}{s} f(i).$$

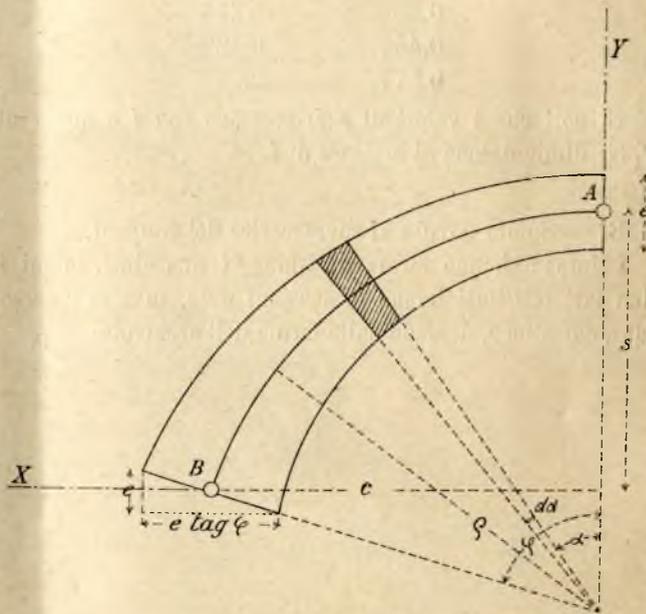


Fig. 19.

Il fattore  $f(i)$  dipende solo dall'ampiezza  $\phi$  dell'arco, o meglio, dal suo ribassamento. Possiamo pertanto formare la tavola:

Valori di			
$\phi$	$\frac{s}{2c} =$ ribassamento	$i$	$f(i)$
0°	0	0	0.474
10°	1/23	0.087	0.476
20°	1/11.40	0.176	0.511
30°	1/7.46	0.268	0.520
40°	1/5.50	0.364	0.538
50°	1/4.30	0.466	0.563
60°	1/3.46	0.577	0.598

b) Arco a fibra media parabolica di equazione  $y = s \left( 1 - \frac{x^2}{c^2} \right)$ , spessore dell'arco variabile con la legge

$e_\alpha = e \sqrt{1 + \frac{4x^2 s^2}{c^4}}$ , in modo che sia sempre  $e$  la proiezione verticale di un giunto qualsiasi e  $e \tan \alpha$  quella orizzontale.

Sarà:

$$Q = \frac{1}{s} \delta e \int_{x=0}^{x=c} (c-x) \sqrt{1 + \frac{4x^2 s^2}{c^4}} \sqrt{1 + \left( \frac{dy}{dx} \right)^2} dx =$$

$$= \frac{\delta e c^2}{s} \left( \frac{1}{2} - \frac{i^2}{3} \right) = \frac{\delta e c^2}{s} f_1(i).$$

In entrambi i casi a) e b) la spinta di un arco, tenuto conto del solo peso proprio, è proporzionale al suo spessore (\*).

Il 2° fattore della formola trovata dipende solo da  $i$ , esso assume i valori:

$i$	Valori di $f_1(i)$
0	0.500
0.087	0.497
0.176	0.490
0.268	0.476
0.364	0.456
0.466	0.428
0.577	0.389

Si noti che i valori di  $f(i)$  crescono con  $i$  e quelli di  $f_1(i)$  diminuiscono al crescere di  $i$ .

\*

B. — Spinta dovuta al sovraccarico dei timpani.

I timpani hanno forma di triangoli mistilinei, in cui i due lati rettilinei hanno dimensioni note, mentre il terzo lato, curvilineo, dipende dalla forma dell'archivolto.

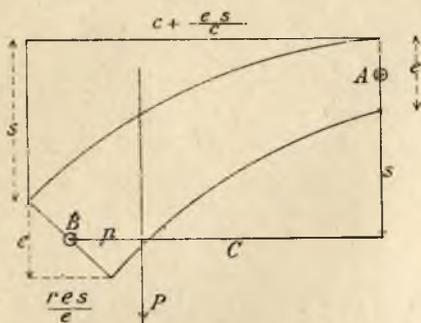


Fig. 20.

Essi poi sogliono anche venire costrutti con materiali di diversa natura e di diverso peso specifico, e spesso vengono alleggeriti, specie nelle opere di maggior mole, con vani arcuati. La ricerca pertanto d'una formola che dia la spinta dovuta ai timpani non può essere che approssimata.

Se essi sono pieni e formati da muratura di peso specifico costante eguale a  $\pi$  kg. per mc., potremo supporre che la curva inferiore, che limita il sopradetto triangolo, sia una parabola.

L'equazione dei momenti rispetto alla cerniera B dà per la spinta il valore  $Q = \frac{Pp}{s}$ ; dove  $P$  è il peso dei timpani

$$P = \frac{1}{3} \pi \left( c + \frac{es}{c} \right) s, \text{ e } p = c - \frac{7}{10} \left( c + \frac{es}{c} \right).$$

Quindi:

$$Q = \frac{\pi e^2}{30} \left( 3 - 4 \frac{e}{c} i - 7 \frac{e^2}{c^2} i^2 \right).$$

Questa formola conviene abbastanza bene agli archi parabolici ed a quelli circolari a forte ribassamento ( $i$  piccolo).

Per gli archi circolari di grande ampiezza ( $\varphi$  ed  $i$  grande) l'area del timpano si sovrappone in parte all'area dell'archivolto, dando così dei valori di  $Q$  troppo forti, il che è a vantaggio della stabilità. Ma se pensiamo a quanto abbiamo detto più innanzi sulla necessità di aumentare alle reni, specie negli archi circolari di grande ampiezza, lo spessore dell'archivolto, oltre a quello dipendente dalla legge

$e_x = \frac{e}{\cos \alpha}$ , si vedrà che anche in tal caso la nostra formola riuscirà abbastanza approssimata.

La formola superiore può approssimativamente scriversi:

$$Q = \frac{\pi e^2}{10}.$$

Consideriamo ora il caso in cui i timpani fossero costrutti con murature di diverso peso specifico o fossero in più parti alleggeriti con archi o luci.

Non è possibile allora trovare una formola che risponda a tutti i casi. Conviene trovare graficamente l'entità del peso  $P$  dei timpani e del braccio di leva  $p$ .

La solita formola  $Q = \frac{Pp}{s}$  ci darà la spinta.

Chiamiamo  $mP$  ed  $np$  il peso dei timpani ed il braccio di leva relativo, mantenendo a  $P$  e  $p$  i valori che loro spetterebbero se essi fossero omogenei e pieni.

$$m = \frac{\text{area timpani} - \text{area vuoti}}{\text{area timpani}} = 1 - \frac{\text{area dei vuoti}}{\text{area timpani}}.$$

I vuoti nei timpani aumentano con l'apertura dell'arco e con le sue dimensioni, ma non è lecito discendere sotto di un certo limite, dovendo la struttura sorreggere la piattaforma stradale, e pertanto dall'esame di talune opere già costrutte crediamo che l'area dei vuoti non possa superare  $\frac{1}{9}$  di quella complessiva dei timpani. Il valore minimo di  $m$  sarà perciò  $\frac{8}{9}$ .

$$\text{Il valore di } n \text{ è dato dalla } n = \frac{Pp - (1 - m)Pk}{mPp},$$

dove  $k$  è la distanza tra il centro di gravità dei vuoti e la cerniera d'imposta. È facile vedere come aumentando  $k$  diminuisce la spinta e pertanto è utile progettare dei vuoti verso la chiave più che verso l'imposta, mentre riesce più facile praticarli verso le nascite. Si può arrivare ad ottenere

$$k = \frac{7}{5} p, \text{ ma allora bisogna limitarsi a pochi vuoti}$$

verso la chiave, mentre è più economico praticare dei larghi vuoti nei timpani verso le imposte. A raggiungere tale scopo bisogna limitarsi a fare  $k = p$ ,  $n = 1$ ; avremo:

$$Q = \frac{\pi e^2}{18}.$$

La spinta dovuta ai timpani può perciò porsi sotto la formola  $Q = x_2 \pi e^2$  ove il valore di  $x_2$  può variare da 0.10 a 0.053 secondo la natura di essi e le luci che vi sono praticate.

(\*) Vedi: M. LEGAY, Memoria citata.

C. — Spinta dovuta al sovraccarico (fig. 21).

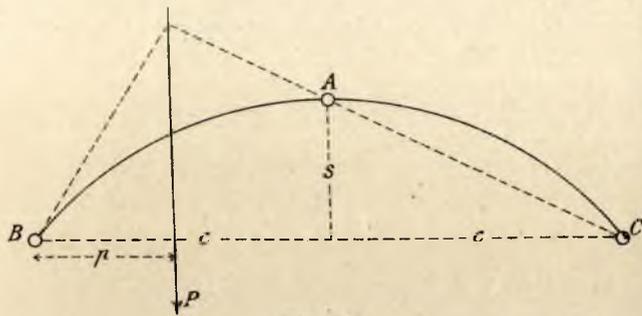


Fig. 21.

a) — Un carico isolato P insiste su un punto qualunque dell'arco alla distanza p dalla cerniera d'imposta.

La reazione alla cerniera di chiave avrà le seguenti componenti, orizzontale ( $Q_x$ ) e verticale ( $Q_y$ ):

$$Q_x = \frac{1}{2} \frac{P p}{s} \quad Q_y = \frac{1}{2} \frac{P p}{c}$$

e sarà:

$$Q = \frac{1}{2} \frac{P p}{s c} \sqrt{c^2 + s^2}$$

Desumesi da tale formola che la reazione aumenta all'aumentare di p ed aumentano pure entrambi le sue componenti verticali ed orizzontali.

La posizione più sfavorevole quindi per un carico isolato mobile è allorquando esso si trova immediatamente a destra o a sinistra della cerniera di chiave. Ancora è da osservare che, qualunque sia la posizione del carico isolato, è costante la direzione della reazione alla chiave ed anche il suo segno, e pertanto, se sopra un mezzo arco insistono dei carichi isolati, la reazione alla chiave sarà massima quando tutto il mezzo arco sarà caricato ed i pesi più gravi saranno disposti verso la chiave.

Quando sull'arco si hanno due carichi isolati simmetrici, allora la reazione alla chiave sarà solo una spinta orizzontale, il cui valore è  $2 Q_x = Q = \frac{P p}{s}$ . Possiamo dedurre ancora che, se sopra tutto l'arco insistono dei carichi simmetrici, la spinta in chiave sarà massima allorchè l'arco è tutto carico ed i pesi più gravi saranno disposti verso la chiave.

b) Mezzo arco sia caricato di un peso uniformemente distribuito ed assimilabile ad un'altezza h di muratura di peso specifico  $\gamma$  (fig. 22). Sarà:

$$Q_x = \frac{1}{4} \frac{\gamma h c^2}{s} \quad Q_y = \frac{1}{4} \gamma h c$$

$$Q = \frac{1}{4} \frac{\gamma h c}{s} \sqrt{c^2 + s^2}$$

c) L'intero arco sia caricato di un peso uniformemente distribuito ed assimilabile ad un'altezza h di muratura di peso specifico  $\gamma$  (fig. 23). Sarà:  $Q = \frac{1}{2} \gamma \frac{h c^2}{s}$ .

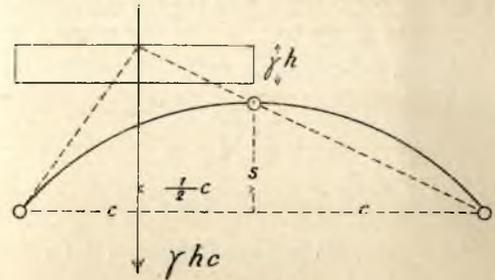


Fig. 22.

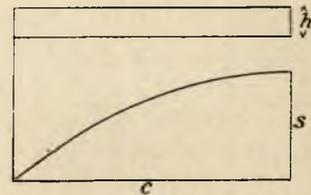


Fig. 23.

Investighiamo se sia più sfavorevole alla sollecitazione del materiale alla chiave supporre che l'arco sia caricato solo per metà o per tutta la corda.

Calcoliamo le pressioni principali nei vari punti alla chiave allorquando la reazione è inclinata (arco  $1/2$  carico). Tali pressioni sono:

$$\omega_1 \left\{ = \frac{p_{xx} + p_{yy}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{p_{xx} - p_{yy}}{2}\right)^2 + p_{xy}^2} \right.$$

Nel nostro caso le componenti della reazione in chiave, distribuendosi uniformemente, danno:

$$p_{xx} = \frac{1}{4} \frac{\gamma h c^2}{e s} \quad p_{yy} = 0 \quad p_{xy} = \frac{1}{4} \frac{\gamma h c}{e}$$

e la pressione principale massima sarà:

$$\omega_1 = \frac{1}{4} \frac{\gamma h c}{e} \left[ \frac{1}{2i} + \sqrt{\frac{1}{4i^2} + 1} \right] =$$

$$= \frac{1}{2} \frac{\gamma h c^2}{e s} \left[ \frac{1}{4} + \sqrt{\frac{1}{16} + \frac{i^2}{4}} \right]$$

Ora il fattore dentro parentesi, essendo i sempre inferiore all'unità, è alla sua volta minore dell'unità.

Nel caso in cui l'arco è tutto carico, la pressione principale massima è  $\omega'_1 = \frac{1}{2} \gamma \frac{h c^2}{e s}$  e pertanto si avrà sempre:

$$\omega'_1 > \omega_1$$

\*

Pel calcolo dello spessore in chiave non ci resta dunque che sommare le tre spinte:

$$Q = \frac{\delta e c^2}{s} \alpha_1, \quad Q = \pi c^2 \alpha_2, \quad Q = \gamma \frac{h c^2}{2 s}$$

avremo:

$$Q \text{ (totale)} = c^2 \left( \frac{\delta e \alpha_1}{s} + \pi \alpha_2 + \gamma \frac{h}{2 s} \right)$$

La pressione unitaria sarà:

$$R = c^2 \left( \frac{\delta \alpha_1}{s} + \frac{\pi \alpha_2}{e} + \gamma \frac{h}{2 e s} \right)$$

Data la natura del materiale di cui il nostro arco è formato ed assunto in R kg. per mq. lo sforzo massimo ammissibile, potremo dedurre dalla formula superiore il valore dello spessore, ed avremo:

$$e = \frac{c^2}{2} \frac{2 \pi \alpha_2 i + p \frac{h}{e}}{R i - \delta \alpha_1 c}$$

I valori dei coefficienti possono desumersi dalla seguente tabella:

Valori di

φ ampiezza	$\frac{s}{2c}$ ribassamento	i	α <sub>1</sub>		α <sub>2</sub>	
			archi circolari	archi parabolici	reni piene	reni a luci
10°	1.23	0.087	0.476	0.497	0.099	0.10 : 0.053
20°	1.11.40	0.176	0.511	0.490	0.097	
30°	1.7.46	0.268	0.520	0.476	0.096	
40°	1.5.50	0.364	0.538	0.456	0.095	
50°	1.4.30	0.466	0.563	0.428	0.093	
60°	1.3.46	0.577	0.598	0.389	0.091	

\*

Dall'equazione (1) del § I, detto δ il peso specifico delle murature, avremmo subito ottenuto:

$$R e = \delta \frac{c^2}{2s} (h + c + a c^2),$$

o meglio,

$$e = \frac{\delta c^2}{2} \frac{0.177 i + \frac{h}{c}}{i R - 0.50 \delta c}$$

da cui:

$$\alpha_1 = 0.50 \quad e \quad \alpha_2 = 0.0885;$$

si noti che i valori di α<sub>2</sub> della tabella superiore per i casi di timpani pieni sono superiori a quello ora ottenuto, ciò compenserebbe, come abbiamo detto, il maggiore spessore che converrà dare all'arco nella sua parte mediana.

Ci piace riportare le più comuni formole per il calcolo dello spessore in chiave degli archi, usando le stesse notazioni da noi più sopra assunte.

Perronet:

$$e = 0.070 c + 0.325$$

(c misurata dall'asse del ponte al vivo della spalla ed s dall'intradosso dell'arco alla nascita).

Déjardin:

$$e = 0.10 c + 0.30$$

(c misurata come sopra).

Dupuit:

$$e = 0.21 \sqrt{c}$$

(per archi di cerchio).

$$e = 0.28 + \sqrt{c}$$

(semicerchi e policentriche).

Croizette-Desnoyers:

$$e = a + b \sqrt{2\rho}$$

a = 0.15 ponti per strade ordinarie;

a = 0.20 ponti per strade ferrate;

b = 0.17 ÷ 0.11 secondo i carichi ed il ribassamento;

ρ raggio di curvatura all'intradosso.

A. v. Kaven:

$$e = 0.25 + c \left( 0.05 \frac{0.0136 c}{s} \right)$$

R = 300 ÷ 350 kg. per mq.

h = m. 1.00

Schwarz:

$$e = a + \frac{1}{b} \frac{P c}{R s}$$

a = 0.05 ÷ 0.20 secondo il carico;

b = 10500 per s <  $\frac{2c}{3}$ ;

b = 3500 per s >  $\frac{2c}{3}$ ;

P = peso  $\frac{1}{2}$  volta.

Tolmikit:

$$e = \frac{0.60 \frac{c^2}{s}}{R - \frac{0.60 c^2}{s}} \left( h + \frac{s}{10} \right) = \frac{c^2}{2} \frac{0.12 i + 1.20 \frac{h}{c}}{i R - 0.60 c}$$

Winkler:

$$e = \alpha + \frac{\delta e h}{R - \delta (p+h)} = \alpha + \frac{c^2}{2} \frac{\frac{i^2}{c} + \frac{h}{c}}{i R - \delta \left( \frac{c+is}{2} + i h \right)}$$

$$\rho = \frac{c}{\sin \phi} \quad \phi = \arcsin \frac{2 s e}{c^2 + s^2} = \frac{c^2 + s^2}{2 s}$$

Laterrade:

$$e = \frac{(c + 5 h)^2}{40 (4 R + c)}$$

Cousyn:

$$e = \frac{6 \frac{s}{n} + h}{8 R s - \frac{\delta}{2 c^2 \pi} - \frac{\delta}{\pi} + \frac{h}{n}} = \pi \frac{c^2}{2} \frac{\frac{3}{n} i + \frac{1}{2} \frac{h}{c}}{R i - \frac{\alpha \delta \pi}{4} i + \frac{\pi h c^2}{4 n}}$$

archi a cerniera. n =  $\frac{\text{volume totale reni}}{1.15 \text{ volume parti piene}}$

Müller-Breslau:

$$R = \frac{\delta c^2}{2 e_1 s} \left( e + h + 0.14 s \right) \left( \sec \phi \mp \frac{4 \frac{s}{e_1}}{\left( \frac{1}{2} (e + e_1) \right)^2 + 1} \right) \pm \left\{ \mp \frac{3}{4} h, \frac{s}{e_1} \right\}$$

la quale formola ci dà le pressioni agli spigoli interno ed

esterno della chiave ( $e_1$  spessore dell'arco alla nascita) per un arco incastrato.

Considerando che per un arco a tre cerniere la spinta in chiave è una forza centrale e le pressioni sono pertanto uniformemente distribuite, la formula di sopra si riduce alla:

$$R = \frac{\delta c^2}{2 e_1 s} (e + h + 0.14 s) \sec \varphi.$$

Se supponiamo poi un arco parabolico, si ha:

$$e_1 = \frac{e}{c} \sqrt{c^2 + 4 s^2}$$

$$\sec \varphi = \frac{1}{\cos \varphi} = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{4 s^2}{c^2}}} = \frac{c}{\sqrt{c^2 + 4 s^2}}$$

e perciò:

$$R = \frac{\delta c^2}{2 s c} (e + h + 0.14 s),$$

da cui 
$$e = \frac{\delta c^2}{2} \frac{0.14 i + \frac{h}{c}}{i R - 0.50 \delta c}$$

Risulta da questo esame la concordanza delle nostre formole in quanto alla forma con quelle del Tolmikit, del Winkler e del Müller-Breslau, come ancora l'approssimazione dei coefficienti con quelli del Tolmikit e del Müller-Breslau:

Coefficienti nostri	Coefficienti del Tolmikit	Coefficienti del Müller-Breslau
$\alpha_1 = 0.50$	0.60	0.50
$\alpha_2 = 0.177$	0.12	0.14
$\alpha_3 = 1$	1.20	1

\*

III. — Esaminiamo la formola:

$$e = \frac{c^2}{2} \frac{2 \pi \alpha_2 i + \gamma \frac{h}{c}}{R i - \delta \alpha_1 c}$$

La costruzione degli archi trova una prima limitazione teorica allorchando risulta  $e = \infty$ , cioè quando è

$$R i = \delta \alpha_1 c \quad \text{cioè} \quad c = \frac{R i}{\delta \alpha_1}$$

Ponendo  $\delta = 2500$  kg. (materiali litoidi di grande resistenza), si ha come limite di grandezza della corda:

$$c = 0.0004 \frac{R i}{\alpha_1}$$

Esaminando il fattore  $\frac{i}{\alpha_1}$ , sarà facile accorgersi che per gli archi circolari variando  $i$  da 0.087 a 0.577, il fattore  $\frac{i}{\alpha_1}$  aumenta da 0.183 a 0.964, e per gli archi parabolici il detto fattore aumenta pure in modo continuo da 0.175 a 1.483. Pertanto *gli archi a picco centro* ( $\varphi = 60^\circ$ ,  $i = 0.577$ ) *permettono le corde maggiori*, compatibilmente con la resistenza del materiale.

Avremo quindi per gli archi circolari e per quelli parabolici come corda limite teoricamente:

$$c = 0.000386 R \quad \text{e} \quad c = 0.00059 R.$$

*Gli archi parabolici permettono perciò corde maggiori degli archi circolari.*

I limiti variano col variare di  $R$ , e pertanto si ha:

R in kg. p. cmq.	c		2c = Luce	
	archi circolari	archi parabolici	archi circolari	archi parabolici
Mattoni . . . 10	38.60	59.00	77 —	118 —
Arenarie . . . 25	96.50	137.50	193 —	275 —
Graniti . . . 50	193.00	275.00	386 —	550 —
Basalti . . . 75	289.50	412.50	579 —	825 —

Tali limiti non sono però raggiungibili in pratica, giacchè, oltre le enormi difficoltà per le costruzioni delle centine, non è possibile costruire archi di spessore infinito, e pertanto nel ricercare le massime dimensioni a cui può spingersi la luce d'un'arcata, prescindendo dalle difficoltà costruttive, limiteremo il nostro esame a quegli archi pei quali lo spessore in chiave non oltrepassa  $\frac{1}{20}$  della luce ( $e = 0.10 c$ , vedi formola del Dejardin).

Ritornando pertanto alla formola più sopra citata, ponendo  $\delta = \pi = 2500$ ,  $\gamma h = 2000$ ,  $\alpha_2 = 0.053$ ,  $e = 0.10 c$ , si ha:

$$c = \frac{R i - 10000}{1325 i + 2500 \alpha_1} (*)$$

Per gli archi circolari all'aumentare del valore di  $i$  da 0.087 a 0.577, il valore di  $c$  aumenta da 0.000066  $R - 7.65$  a 0.00026  $R - 4.43$ , e per gli archi parabolici dal valore di 0.000064  $R - 7.35$  a quello di 0.00033  $R - 5.80$ .

Si vede pertanto come ci sia lecito ritrarre le stesse considerazioni generali avanzate nell'esame precedente.

È da osservare che, se il limite di ribassamento  $i = 0.577$  ( $\varphi = 60^\circ$ ) è il massimo a cui conviene attenersi per un arco circolare, non è lo stesso per gli archi parabolici, come pure nell'un caso o nell'altro è a considerare come la luce dell'arco può sempre essere maggiore impostando l'arco orizzontalmente, dando cioè la curvatura voluta ai piedritti (vedi la fig. 24).

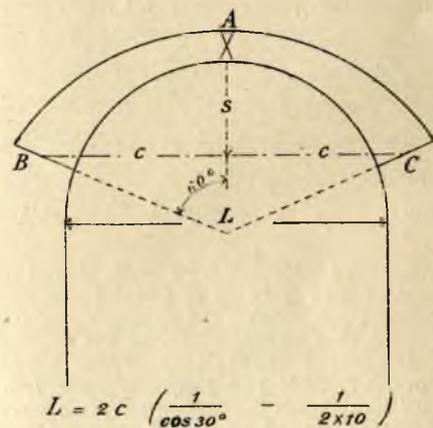


Fig. 24.

(\*) È notevole negli archi di grande corda e di grande monta la piccola influenza del carico accidentale.

Con tali ipotesi abbiamo calcolato le seguenti cifre:

R in kg. p. cmq	Valori limiti di $c$		Valori limiti di $L = 2.20 c$	
	archi circolari	archi parabolici	archi circolari	archi parabolici
Mattoni . . . 10	21.57	27.20	47 —	59 —
Arenarie . . . 25	60.57	76.70	133 —	168 —
Graniti . . . 50	125.57	159.20	276 —	350 —
Basalti . . . 75	190.57	241.20	419 —	530 —

Da quanto abbiamo detto, sorge la possibilità di costruire archi in muratura che rivaleggino per la corda con gli archi metallici; ma si pensi a quali spese ed a quali difficoltà si andrebbe incontro. Un arco in muratura della corda di m. 500, costruito in basalto, della resistenza ammissibile di kg. 75 per cmq., dovrebbe aver lo spessore in chiave di m. 20! Quale centina bisognerebbe preparare? Quali malte sono capaci di dare pure la stessa resistenza ammissibile?

Oggi non si esita di sottoporre il calcestruzzo di cemento eseguito con buoni materiali e con ogni cura a sforzi di kg. 30 per cmq. (i conglomerati cementizi composti di 300 kg. di cemento, mc. 0,50 di sabbia, mc. 0,50 di ghiaia, resistono a kg. 150 per cmq.); sforzi maggiori potremmo ammettere con conglomerati più ricchi di cemento o con pietre dure con letti spianati (calcari, arenarie, graniti), murate con sottili strati di malte cementizie, e pertanto sono perfettamente ammissibili pressioni di 60 kg. per cmq.

Pressioni più forti potrebbero venire ammesse con le pietre più dure scelte ed esaminate con cura, e riteniamo che per speciali materiali calcari, granitici, basaltici, si possano raggiungere le pressioni di kg. 100 per cmq. senza alcun pericolo. Ma allora quale malta usare? Potrebbero usarsi talune leghe di materiali fusi (\*) o dei materiali silicei fusi che vetrificassero al diminuire della temperatura od all'azione degli agenti esterni.

In ogni modo è nostro pensiero che la malta debba presso a poco presentare la stessa resistenza del materiale litoide, giacchè in caso di resistenza diversa, la minore delle due resistenze è quella che deve prendersi a calcolo per la ricerca dello spessore, riuscendo in tal modo inutilizzata la maggiore resistenza dell'altro materiale. Può solo farsi eccezione per quelle malte per le quali si abbia, da opportune esperienze, la sicurezza che per la natura dei giunti e la loro dimensione può ammettersi un aumento della resistenza di esse (\*\*).

(Continua)

Ing. LORENZO CARACCIOLLO.

(\*) H. TAVERNIER, *Maçonneries avec joints métalliques coulés*. — « Annales des Ponts et Chaussées », 1899.

G. SALEMI-PACE, *Resistenza delle pietre a compressione sotto l'influenza di sostanze elastiche tra le superficie compressive*. — « Atti del Collegio degli Ing. ed Arch. ». Palermo, 1901.

(\*\*) M. TOURTAY, *Note sur l'influence des joints dans la résistance à l'écrasement des maçonneries de pierre de taille*. — « Annales des Ponts et Chaussées », 1885.

H. TAVERNIER, *Résistance des maçonneries avec joints en ciment ou en chaux*. — « Communications au Congrès international des méthodes d'essais ». Paris, 1900.

C. GUIDI, *Prove alla compressione nelle murature di granito d'Alzo, ecc.* — « L'Ingegneria Civile », 1903.

## IDRAULICA PRATICA

### CONSIDERAZIONI SULLE PIENE DEI FIUMI SPECIALMENTE DELLA GERMANIA A PROPOSITO DI UNA CONFERENZA (1)

Le piene ordinarie dei fiumi sono fenomeni così comuni e periodici che passano, direi, inavvertite, almeno per la generalità degli abitanti di un paese. Non così le piene straordinarie, le quali, e per la loro grandiosità e le disastrose conseguenze che le accompagnano, e pei lunghi intervalli che intercedono dall'una all'altra per un medesimo fiume, risvegliano in grado eminente l'attenzione non solo delle popolazioni, alle quali purtroppo riescono fatali, ma di tutto un paese, di una nazione. Però come accade per esse, che in un brevissimo periodo di tempo appaiono, inferiscono e cagionano danni immensi, ma poi i corsi d'acqua che ne furono oggetto ritornano nella loro calma ordinaria e le acque rientrate nell'alveo scorrono pacifiche al mare quasi nulla fosse avvenuto, così succede anche dell'opinione pubblica: essa si allarma all'annuncio delle piene, leva alta la voce chiedendo soccorsi per le popolazioni colpite e rimedio ai danni verificatisi, invoca provvedimenti perchè più non abbiano a manifestarsi; e le Autorità si fanno l'eco di tali lagnanze e reclami, si accingono allo studio dei fenomeni e dei provvedimenti invocati, si fanno numerose proposte e progetti, poi, poco a poco, prima ancora che i progetti vengano anche solo parzialmente attuati, tutto rientra nella calma primitiva, come se nulla fosse stato; nessuno più pensa ai corsi d'acqua, fino a che questi, dopo un certo periodo di tempo, ritornano a inveire e si riproducono gli stessi fenomeni, gli stessi danni, si ripetono le medesime lagnanze, si iniziano nuovi studi col medesimo risultato, e così di seguito.

Noi abbiamo già ripetutamente richiamata l'attenzione dei lettori dell'*Ingegneria* su questo modo di succedersi delle cose, e però dobbiamo pure rilevare che le Autorità non si rimangono proprio nell'inazione assoluta, come apparentemente si potrebbe credere; la grandiosità e il costo dei provvedimenti invocati, la poca efficacia di molti di essi, sono cause che ritardano o obbligano a procedere con una certa lentezza e non dappertutto con quella energia che sarebbe desiderabile, ma che non è sempre possibile.

E per limitarci all'argomento che ci siamo proposti nel presente articolo, diremo che la Prussia nell'ultimo decennio ha fatto su questa via dei passi veramente giganteschi, che, avuto riguardo al breve tempo nel quale sono stati compiuti, sembrano davvero meravigliosi. In questo stesso periodico (2) noi abbiamo tenuto dietro ai lavori che si anda-

(1) *Die Hochwassererscheinungen in den deutschen Strömen*. — Conferenza del consigliere intimo HERMANN KELLER al Congresso dei naturalisti il 22 settembre 1903. — H. Costenoble, editore, Jena, 1904.

(2) Anni 1896, pag. 167 e seguenti; 1898, n. 4 a 11; 1899, n. 12; 1900, n. 9, 10 e 11; 1901, n. 1; 1902, n. 21, 22, 23 e 24.

rono mano mano compiendo, ed abbiamo riferito sul progresso e sui risultati dei medesimi. Essi erano stati disposti da un Decreto sovrano del 28 febbraio 1892, emesso appunto in seguito alla commozione suscitata nel pubblico tedesco dalle terribili inondazioni che si succedettero nei decenni dal 1870 al 1890, il quale ancora una volta si faceva a chiedere la causa di tali inondazioni e i provvedimenti per evitarle o renderle per lo meno innocue.

La direzione tecnica di questi studi veniva affidata all'ispettore idraulico Hermann Keller, ben noto agli italiani, fra i quali conta numerosi amici e di cui gode le migliori simpatie. Dopo quanto già abbiamo detto negli studi sopra citati dell'attività da lui spiegata, non è più il caso di ripetere qui i grandi meriti che egli si è acquistati nell'attuazione del mandato ricevuto.

Il Congresso dei naturalisti e medici tedeschi, che ebbe luogo nel settembre 1903 in Cassel, diede occasione all'ispettore Keller, invitato, di tenere una conferenza davanti alle Sezioni riunite di geografia, idrografia, geofisica e meteorologia. La sua conferenza aveva lo scopo di apportare un contributo allo studio delle leggi secondo cui hanno origine e si manifestano i fenomeni delle piene nei corsi d'acqua della Germania, per richiamare l'attenzione degli studiosi e delle Autorità soprattutto sulle questioni scientifiche e pratiche che si collegano a questo tema così importante. Egli corrispose all'invito avuto in modo splendido e non solo i periodici speciali, ma la maggior parte delle Riviste di coltura generale e la stampa quotidiana riassunsero il contenuto della sua conferenza. Noi, nonostante ne avessimo tutto il desiderio, non imitammo gli altri periodici, perchè avendoci l'Autore partecipato che la sua conferenza sarebbe stata pubblicata, preferimmo attenderla. Ed ora che è venuta alla luce, volentieri ne facciamo argomento di studio.

Osserviamo però subito che la conferenza, come è stata pubblicata, si è arricchita in modo notevole. La conferenza stessa è rimasta nella sua forma originale, ma l'A. vi ha aggiunte delle osservazioni e considerazioni in 17 paragrafi, che costituiscono tanti problemi, dei quali ciascuno potrebbe formare oggetto di un particolare articolo.

Dopo quanto si è detto sul conto dell'Autore, sulla mole gigantesca delle monografie pubblicate su tutti i fiumi della Germania settentrionale, si comprenderà agevolmente come nessun altro meglio di lui poteva avere una competenza così assoluta per trattare l'argomento. Non ci si fraintenda, chè non vogliamo con ciò asserire che altri non conosca al pari di lui e forse anche più profondamente alcuni corsi di acqua della Germania; ma nessuno più di lui poteva essere in grado di abbracciarne tutto l'insieme.

L'A. inizia la sua conferenza descrivendo le piene avvenute nel giugno 1903 nell'Oder, nella Vistola e in alcuni dei loro affluenti, piene disastrose che cagionarono danni considerevoli, specialmente quella dell'Oder, la stima dei quali ascende a molti milioni di lire. Non intendiamo di seguirlo su questa via, poichè per noi italiani l'esposizione retrospettiva avrebbe poca importanza, e per mantenerci

nei limiti che ci siamo imposti per questo studio non sarebbe possibile svolgere l'argomento con la larghezza richiesta.

Invece, dalla sua esposizione, procureremo di trarre degli ammaestramenti di ordine generale. Uno dei fenomeni più appariscenti che si manifestano nelle piene dei grandi fiumi e che merita tutta la nostra attenzione, è l'andamento delle acque, o, diciamo meglio, della corrente. Questo non ha luogo in modo uniforme, poichè se noi consideriamo il fiume in tutto il suo percorso, scorgiamo che discendendo da monte a valle la piena si distende e si allunga, vale a dire, il pelo d'acqua si appiattisce; ed è un fenomeno più o meno generale, comune a tutti i grandi fiumi soggetti a inondazioni.

Ricercando le origini del fenomeno, è facile vedere che proviene da due cause: la prima, da esondazioni che hanno luogo lungo l'asta del corso d'acqua e che diminuendone la portata abbassano il livello della piena, ne appiattiscono il profilo superiore; la seconda, dall'arrivo dei colmi delle piene degli affluenti nel recipiente prima o dopo che il colmo suo sia pervenuto al punto della confluenza; ciò costituisce una alimentazione che allunga necessariamente la piena.

Queste due circostanze sono state rimarcate dagli idraulici che si occuparono della questione fino dai tempi più antichi, e non potevano sfuggire alla loro osservazione. Il Guglielmini, là dove parla degli effetti delle rotte (1), tratta a lungo della prima di esse. Della coincidenza o meno delle piene degli influenti con quella del recipiente noi stessi abbiamo trattato largamente in questo medesimo periodico (2), e poi ripetutamente in varie occasioni richiamata sopra di essa l'attenzione degli idraulici.

Secondo l'estensione della superficie laterale invasa dalle acque di esondazione varia il grado di distendimento del colmo d'una piena: diminuisce e si allunga col crescere della medesima. Una conseguenza immediata è l'aumento della durata della piena, poichè le acque straripate hanno bisogno di un tempo molto lungo per ritornare nel recipiente e smaltirsi. Ne risulta che la portata massima al minuto secondo diminuisce notevolmente. Però qui viene in campo l'altro elemento, l'apporto o contributo degli affluenti; man mano che si discende da monte a valle s'incontrano questi corsi d'acqua secondari, i quali alimentano il principale e riparano le perdite da esso subite lungo il suo percorso, talora nella totalità, talora in grado minore, e bene spesso anche in quantità maggiore, se sono essi stessi in piena. L'aumento può raggiungere un massimo quando il colmo delle piene di ciascun affluente coincide alla confluenza con quello del recipiente, il che per fortuna si verifica assai di rado o mai (3); per cui non si deve dire

(1) D. GUGLIELMINI, *Della natura dei fiumi*, vol. 2, pag. 129 e 130. — Società tipografica dei classici italiani. — Milano, 1853.

(2) *Coincidenza delle piene in parecchi affluenti di un corso d'acqua principale*, « *Ingegneria Civile* », 1884, n. 6.

(3) « ..... di rado incontrandosi che i fiumi influenti s'accrescano tutti in un tempo ». GUGLIELMINI, op. cit., vol. 2, pagina 116. E appresso: « ..... è difficile che s'incontrino tutti a portare successivamente ed in tempo proporzionato le loro piene nell'alveo del recipiente ..... ». idem, pag. 122.

che l'aumento può raggiungere un massimo, ma invece che l'approssimazione è tanto maggiore, quanto più grande è il numero degli influenti nei quali ha luogo la coincidenza riferita. In generale il loro contributo si limita ad allungare la piena, sia che arrivino col loro colmo prima, sia che arrivino dopo il passaggio del colmo del recipiente.

Restano così chiariti i due fenomeni del distendimento del colmo di un corso d'acqua in piena e dell'allungamento o durata di questa. È evidente che una quantità di circostanze influisce sulla manifestazione di tali fenomeni e, secondo i casi, possono avere delle conseguenze più o meno fatali. Così talvolta, nonostante la grande altezza alla quale le acque di piena si elevano, la portata massima si mantiene dentro certi limiti e la durata pure, limitandosi a pochi giorni e non avvenendo esondazioni laterali, la piena si smaltisce senza cagionare danni di sorta. Altrove invece può crescere considerevolmente la portata per minuto secondo, restando l'altezza del pelo mediocre, in causa delle esondazioni (1); la durata della piena viene allora allungata, e se essa coincide coll'epoca nella quale la vegetazione ne può soffrire danno, le conseguenze, in causa delle esondazioni, riusciranno disastrose.

Nelle piene estive in qualche fiume si verifica un distendimento del colmo notevole, per essere l'alveo larghissimo ed anche per le grandi estensioni di terreno dove, esondando, le acque hanno libero sfogo senza arrecarvi danno per la natura di esso. Gli affluenti inferiori non portano piene e quindi non concorrono ad alimentare quella del corso principale, la quale viene così a smaltirsi poco a poco senza minacciare i paesi inferiori. Invece la cosa può cambiare interamente di aspetto nelle piene invernali, quando cioè anche gli affluenti inferiori sono in piena e apportano tanta acqua da fare elevare rapidamente il livello e aumentare considerevolmente la portata, cosicchè, sebbene la durata della piena sia breve assai, ne derivano dei danni enormi, accresciuti bene spesso anche dai ghiacci che si rompono, si accumulano in dati punti e danno luogo a delle ostruzioni, obbligando a disalveamenti, che invadono le pianure dove le conseguenze riescono disastrose.

Un'altra considerazione a farsi è quella della velocità di propagazione della piena, ossia della velocità con cui si muove il colmo della medesima. Non sempre dipende la maggiore velocità dalle livellette più forti, ma bene spesso vi influiscono altre circostanze, e innanzi tutto la conformazione dell'alveo. In molti luoghi esso trovasi ristretto da argini longitudinali eretti per contenere le acque, senza di che le pianure circostanti sarebbero inabitabili. Questo restringimento del profilo di scolo è causa di un aumento della velocità; in generale il colmo si propaga con maggiore velocità quando la piena è arrivata fino al ciglio delle sponde; la velocità invece diminuisce tosto che le acque esondano e si estendono sopra una superficie laterale più o meno estesa. Quando però l'esondazione si mantiene fra gli argini maestri, arrivando l'acqua al loro piede, o lam-

bendo il piede delle pendici che costituiscono la valle, quando mancano gli argini, la velocità aumenta tosto che l'acqua comincia ad elevarsi al disopra di questo livello, poichè in tal modo si è formato un nuovo alveo nel quale sono comprese e sommerse le golene.

\*

Uno degli elementi di grande influenza nelle piene è la provenienza delle medesime, vale a dire se hanno origine dalla parte montuosa del bacino o dal contributo degli affluenti della pianura. Generalmente per un corso d'acqua molto lungo si verifica il caso che le piene degli affluenti del tronco superiore non coincidono con quelle del tronco inferiore; poichè se quelle avvengono in estate sono prodotte da temporali che non hanno mai una grande estensione e per conseguenza non coinvolgono che una piccola parte del bacino imbrifero; e quando si verificano in montagna gli affluenti della pianura sono poveri d'acqua; perciò le piene estive vengono alimentate ed accresciute dagli affluenti del bacino montuoso.

Nell'inverno invece, sono in piena i corsi d'acqua della pianura e alimentano le piene invernali (primaverili) che discendono dal tronco superiore, dove lo scioglimento delle nevi prolungandosi nei mesi primaverili fino a giugno, mantiene a lungo la durata delle piene, senza dare loro grande elevazione, sicchè mentre nella montagna possono essere non considerevoli, arrivate nella pianura vengono alimentate dagli affluenti inferiori e così il pelo della piena si eleva, la portata aumenta e la durata si allunga.

Evidentemente queste manifestazioni non si possono generalizzare in modo assoluto, poichè dipendono dalla varia disposizione e posizione degli affluenti in rapporto al corso principale e soprattutto dalla latitudine e natura del paese a cui appartiene il bacino idrografico. Quest'ultima circostanza è causa della diversa ripartizione delle precipitazioni le quali in certi distretti possono essere maggiori in estate che non nell'inverno, e viceversa in altri, donde una diversità notevole nella manifestazione delle piene. Guglielmini aveva già notato questo fenomeno e dato forma al medesimo coll'assioma: « Hanno i fiumi certi tempi determinati nei quali per lo più succedono le maggiori escrescenze di tutto l'anno »; e spiegavalo: « poichè altri si gonfiano la primavera e l'autunno; altri, restando bassi tutto il resto dell'anno, s'accrescono solo l'estate.... » (1).

Le piene non dipendono solo dalla quantità delle precipitazioni in una determinata parte del bacino, ma sopra tutto dalla grande quantità di esse in un periodo di tempo brevissimo, specie se abbracciano una vasta estensione del bacino, montuosa e di pianura. Circostanza poi favorevole a una grande piena è quando tali forti precipitazioni sono precedute da piogge continue per molti giorni, che hanno saturato il terreno. Da queste condizioni dipende il coefficiente di scolo, ossia il rapporto fra l'acqua che si smaltisce nei corsi d'acqua e quella caduta sul bacino; tale coefficiente varia dentro limiti molto lontani, secondo la

(1) GUGLIELMINI, op. cit., vol. 2, pag. 119.

(1) Op. cit., vol. 2, pag. 123.

quantità d'acqua che viene assorbita dal terreno e quella che si evapora. In generale le forti precipitazioni si verificano in estate; le piene che ne sono la conseguenza gonfiano rapidamente, ma si smaltiscono anche colla stessa rapidità. Le piene invernali invece vengono alimentate dallo scioglimento delle nevi, il quale spesso si interrompe la notte e non sempre si produce rapidamente; le acque non si elevano quindi a grandi altezze, ma le piene hanno invece maggiore durata. Per cui possiamo concludere, che nei corsi d'acqua montuosi le piene iemali hanno lunga durata e gonfiano poco, il loro profilo è appiattito e disteso; le estive invece sono elevate e rapide, il profilo assume una forma quasi in punta.

Nei corsi d'acqua della pianura le cose avvengono in modo affatto opposto. D'ordinario un temporale che inonda la montagna per quanto violento, anzi appunto perchè tale, non arriva nella pianura o vi apporta poca pioggia, la quale si smaltisce assai lentamente per la poca pendenza del terreno del bacino e del letto del corso d'acqua. Aggiungasi che: evaporazione, filtrazione e assorbimento per parte della vegetazione, l'evaporazione poi, resa assai più intensiva dalla facilità con cui il vento asporta i vapori sopra grandi estensioni piane e senza impedimenti, concorrono a diminuire la quantità d'acqua che affluisce nei fiumi. Perciò in questi non si verificano delle piene notevoli in estate, ed eccezionalmente solo là dove lo scolo è reso difficile da ostruzioni di alveo o da altri ostacoli; e qui si può rimediarsi allontanando tali ostacoli, come pure un'accurata manutenzione degli alvei, facilitando sempre più lo scolo, è bene spesso sufficiente per evitare le esondazioni e gli straripamenti delle piene originate da piogge dirette e veementi.

Questa manutenzione però non basta più a smaltire le piene primaverili cagionate dallo scioglimento delle nevi; la vegetazione in quell'epoca è ancora inerte e non assorbe gran quantità d'acqua, l'evaporazione è minima, la filtrazione impedita dal gelo e durezza del terreno; lo scioglimento delle nevi incomincia talvolta in determinati punti, e nei primordi si arresta la notte o in giorni freddi, ma appena il gelo cessa completamente, le nevi si liquefanno con grande rapidità e sopra grandi estensioni, e quantità considerevoli d'acqua si convogliano al piano, dove i fiumi gonfiano e le piene alzano il loro pelo ad altezze straordinarie, e durano a lungo, sicchè il loro colmo assume una forma appiattita e distesa.

\*

Da quanto siamo venuti esponendo è lecito concludere, che in un fiume di montagna od anche solo nel tronco montuoso di un corso d'acqua, le piene causate da temporali estivi sono in numero assai maggiore che non quelle iemali o primaverili dovute allo scioglimento delle nevi; e viceversa, in un fiume di pianura o nel tronco inferiore alimentato specialmente da affluenti di pianura, le piene iemali e primaverili sono assai più numerose che non quelle estive originate da temporali. Questo può servire di caratteristica per la generalità dei fiumi europei quando non vi siano altre circostanze che vi influiscano.

Una di queste è la vicinanza del mare. Il mare esercita la sua influenza non solo nelle pianure lungo la costa, ma talvolta anche nei paesi montuosi del tronco medio del corso d'acqua, dove hanno origine numerosi affluenti, mantenendovi un clima marino, che è ben diverso dal clima continentale. Dove ciò ha luogo, l'inverno è più mite, l'estate più fresca, la primavera viene con qualche precedenza e le precipitazioni sono più forti e più regolarmente ripartite nelle varie stagioni, e soprattutto cadono in pioggia a preferenza che in altra forma. Il gran numero di piogge invernali aumenta il numero delle piene in questa stagione, anche perchè le acque cadute scolano più rapidamente e con minori perdite, sicchè le piene che ne conseguono, aggiungonsi a quelle causate dallo scioglimento delle nevi ed alterano le proporzioni sopra indicate. Nelle regioni invece, dove sebbene in pianura, il mare non modifica il clima, ma questo resta continentale, le piene per causa di piogge avvengono raramente. Ciò verificasi pure nella regione montuosa, quando il clima si mantiene, come si disse, marino; le nevi, anche prima che finisca l'inverno, incominciano talvolta a sciogliersi, aiutate non raramente da forti piogge. Il suolo, prima di cadere le nevi, spesso è gelato e quindi impermeabile, sicchè le piogge che sopravvengono non filtrano e devono smaltirsi rapidamente; le piene assumono così profili a punta.

Questa diversa influenza così marcata del mare, manifestasi principalmente nei fiumi della Germania settentrionale: nell'Ems, tronco inferiore e tronco medio, si ha un clima marino, mentre nella Memel il clima è continentale tanto nel tronco di pianura, quanto in quello mediano montuoso. Il consigliere intimo Keller dimostra appunto nei due fiumi la varia differenza dell'influenza del mare, e viene alla conclusione che i fiumi orientali della Germania settentrionale con clima continentale, hanno piene di piogge nell'estate e piene di scioglimento delle nevi nell'inverno (a primavera). I fiumi invece occidentali, con clima marino, hanno in inverno piene di piogge e di scioglimento di neve insieme, e in estate, solo per eccezione, piene straordinarie.

\*

Un'altra considerazione da farsi nello studio delle piene dei corsi d'acqua è quella delle variazioni del livello delle piene medie nel giro di un anno, ossia nei vari mesi. È evidente che in questo vi deve essere diversità da fiume a fiume, dipendendo non solo dalla provenienza del corso principale, ma da quella degli affluenti nei vari tronchi. Nel tronco superiore la provenienza è d'ordinario diversa da quella degli affluenti nel tronco inferiore; ora ciò ha per conseguenza che bene spesso in diverse stagioni dell'anno le piene degli uni non solo non coincidono con quelle degli altri, ma non si succedono nemmeno in prossimità di tempo. Perciò uno studio di questo genere non si può fare che sopra un determinato corso d'acqua, del quale si conosca bene la giacitura, il bacino imbrifero e la natura dei bacini dei singoli affluenti.

L'ispettore Keller nella sua conferenza ha in vista i principali fiumi della Germania: l'Oder e la Vistola; poi l'Elba, i fiumi orientali e quelli più occidentali, e ne fa un para-

gone seguendoli nelle loro manifestazioni principali. Indi passa ad esaminare il Reno e il Danubio, e istituisce fra essi un confronto ricercando per ciascuno la ripartizione delle piene nelle varie stagioni dell'anno. L'uno e l'altro sono alimentati da corsi d'acqua discendenti da regioni montuose, a cominciare dalle più elevate, e giù giù fino alle catene di media altitudine. L'A. studia l'influenza che questa conformazione dei bacini ha sulla manifestazione delle loro piene, e noi possiamo dedurre da tutto il suo esame delle considerazioni d'ordine generale, che cioè talvolta le piene di vari corsi d'acqua appartenenti a bacini affatto diversi sono originate da una medesima condizione di tempo, vale a dire che le piogge dirette e continuate assumono tale un'estensione da produrre gli stessi fenomeni di piena in vari corsi d'acqua. Così per es.: nei fiumi della Germania orientale, non escluso il Danubio austriaco, le piene estive sono numerose e dovute a forti precipitazioni estese su scala assai vasta; mentre nei fiumi della regione occidentale tali precipitazioni così estese sono rarissime in estate e alquanto più frequenti in inverno. Per rendere il fenomeno ben visibile è d'uopo ricercare quelle piene che si verificarono contemporaneamente in parecchi corsi d'acqua, non mai in meno di due.

Nel secolo XIX di 30 piene estive, dove ciò è avvenuto, 25 sono dovute alla stessa serie di piogge; e in tutt' l'Oder si trova sempre coinvolto colla Vistola e coll'Elba o col Danubio, spesso anche con due di essi simultaneamente. Nelle regioni medie della Germania occidentale una volta sola (giugno-luglio 1871) si è verificato un caso simile, nel quale gonfiarono contemporaneamente il Weser, l'Elba e il Reno, ma la piena non fu delle straordinarie.

Nel luglio 1342, per quanto raccontano i cronisti, pare che ciò si sia pure verificato e sopra una scala assai più vasta.

Invece lo stesso fenomeno ha luogo e con un'estensione ancora maggiore per le piene invernali dovute allo scioglimento delle nevi, delle quali nel secolo XIX, 46 hanno colpito più e non mai meno di due fiumi; d'ordinario quelli delle regioni occidentale e centrale della Germania settentrionale (Weser, Ems e il Reno inferiore; dopo l'Elba e l'Oder), ossia con predilezione quei fiumi che si trovano nelle regioni dove domina il clima marino: in seconda linea quelli delle regioni dove si ha un clima di transizione o di passaggio fra il marino e il continentale.

Se si considerano tutte le piene di un lungo periodo, per es. di un secolo, si trova che esse si sono succedute numerose regolarmente per alcuni anni, e poi cessarono quasi affatto per altri. Pei fiumi della Germania questi periodi con molte piene sono di cinque anni, e pure di cinque anni i periodi quasi senza piene. Però i lustri ricchi di piene si raggruppano alla loro volta e si avvicinano con gruppi uguali di lustri senza piene.

Questo fenomeno pare sia generale, solo il periodo può constare di un numero d'anni diverso. Pei fiumi della Germania l'ispettore Keller ha raccolto tutti i dati che è stato possibile rinvenire, e n'è risultato che per ciascuno di essi si

sono avute molte piene nei ventennii 1836-1855 e 1876-1895; mentre nel ventennio intermedio 1856-1875 le piene furono scarsissime, tanto che in ciascuno dei due primi periodi si ebbero 1,9 piene, più che non nell'altro nel quale vi furono molti anni caldissimi e di grande siccità. Pel ventennio precedente 1816-1835 non si sono potuti raccogliere i dati che per alcuni fiumi, ma per essi la stessa legge si è verificata, ossia le piene furono rarissime.

Questa questione si collega coll'altra che da molti anni occupa non solo i tecnici, ma attrae l'attenzione di tutte le persone che hanno un interesse più o meno lontano nelle inondazioni; se cioè le piene sono andate aumentando negli ultimi decenni di numero e di intensità. Alla quale asserzione si oppone l'altra, che la loro frequenza è soggetta a delle alternative di massima e minima. Per risolvere il problema non si hanno ancora elementi sufficienti; le osservazioni abbracciano un periodo di tempo troppo breve, lo stesso Keller osserva nella sua conferenza che sebbene le osservazioni continuate dopo il 1895 e fino a tutt'oggi non contraddicano la legge di successione di periodi ricchi di piene a periodi poveri, pure non si crede autorizzato a tirare una conclusione definitiva. D'altra parte però, non è lecito allo stato attuale il concludere che le piene sono andate crescendo di numero e le inondazioni aumentando per intensità e disastrose conseguenze. Ciò si è creduto di potere ritenere perchè al periodo di calma 1856-1875 è succeduto un periodo calamitoso dal 1876 al 1895, ma si dimentica che il periodo 1836-1855, che ha preceduto il primo, è stato più ricco di piene e forse anche maggiormente disastrose del ventennio 1876-1895.

\*

Nella chiusa della sua conferenza l'A. accenna brevemente ai provvedimenti escogitati per ovviare ai pericoli delle piene. Fino dalla più remota antichità i frontisti dei corsi d'acqua hanno cercato di mettersi al sicuro contro le esondazioni e gli straripamenti, costruendo degli argini diretti a contenere le piene. La loro costruzione, senza un indirizzo in armonia con le leggi dell'idraulica e senza preoccuparsi di facilitare e favorire lo scolo delle piene, condusse spesso a conseguenze disastrose, poichè i restringimenti di sezione hanno accresciuto l'altezza delle piene con pericolo non solo per le campagne adiacenti, ma anche per quelle a valle. Perciò, ora che si comprende la necessità di assegnare alle piene un alveo atto a smaltirle, si cerca di potere riparare nei punti minacciati, modificando la posizione di tali argini si da aumentare la sezione dell'alveo e rendere possibile alle piene, dove il loro pelo è stato sopraelevato, di allargarsi diminuendo così il loro livello, e si procura di impedire ulteriori restringimenti di sezione là dove per fortuna non sono ancora avvenuti.

Il meglio che nelle condizioni attuali si possa ancora fare consiste nell'allontanare tutti gli ostacoli che si oppongono o rendono difficile lo scolo dall'alveo e dalle golene fra gli argini esistenti, le quali non si può evidentemente impedire che vengano sommerse. Del resto se si utilizzano le golene come pascoli, le piene, coi loro depositi di limo, vi fanno più bene che male.

L'Autore tocca anche il provvedimento dei serbatoi, e noi ci compiacciamo di vedere che, dopo esperienze e studi accurati, quali sonosi venuti istituendo in Germania negli ultimi anni, la conclusione torni conforme alle opinioni da noi manifestate altra volta (1) e in varie occasioni ripetute. È noto che questo provvedimento era stato proposto in Francia sotto gli auspici di Napoleone III ed aveva dapprima suscitato un entusiasmo generale; ma dopo una lunga serie di studi e progetti, si finì per comprendere che non era atto a scemare il pericolo delle inondazioni come rimedio generale, pur non escludendo la sua efficacia in qualche caso speciale.

Queste idee durarono fatica a farsi strada, ma poi furono unanimemente accolte. Molti anni dopo, precisamente quando noi richiamammo in Italia l'attenzione sul pericolo di adottare tale provvedimento, pareva volesse tornare a galla da noi, ma fu presto abbandonato. Invece in Germania l'idea prese piede, trovò fautori e il Governo seriamente se ne occupò. Appunto in seguito agli studi eseguiti dal Comitato, alla cui testa trovavasi l'ispettore Keller, si fecero alcune proposte e progetti. L'esame e lo studio di questi fu confidato a varie Commissioni, e ciò che era l'ispettore Keller scrive in proposito è precisamente il risultato di tali studi in relazione alle condizioni idrografiche della Germania settentrionale.

Le piene iemali che nei fiumi delle regioni orientali vengono specialmente dalla pianura, non si possono evitare o scemare colla costruzione di serbatoi nella parte montuosa; esse richiedono soprattutto un alveo libero, sgombro di ostacoli, capace di contenerle e di smaltirle; e tanto più in quanto sono accompagnate quasi sempre da trasporti di ghiaccio. Dunque, per esse il rimedio in esame viene senz'altro eliminato.

Le piene estive nei fiumi della Germania vengono dal tronco superiore, montuoso; perchè esse riescano innocue, bisognerebbe che la loro portata fosse ridotta a tale da smaltirsi senza uscire dall'alveo. Per raggiungere questo scopo è d'uopo trattenere nel bacino superiore la maggiore quantità d'acqua possibile, il che può farsi con efficacia quando si tratti di un fiume che non abbia piene veramente straordinarie, come, per esempio, il Weser.

Infatti per questo corso d'acqua si è previsto nel bacino del suo affluente Eder, il più selvaggio e temibile per le piene, un serbatoio della capienza di 170 milioni di metri cubi; e pare che si possa così riuscire a rendere innocue le sue piene estive, almeno secondo le previsioni. Però, con questo non si ottiene lo stesso risultato sul fiume principale, il Weser. Si diminuiscono, sì, le sue piene, ma una eliminazione completa del pericolo non si raggiunge per il tronco arginato a valle di Hoya, o per lo meno non si potrà lasciarlo senz'argini, il che riviene allo stesso. Dagli studi fatti, risulta che colla costruzione del gigantesco serbatoio

nella valle dell'Eder, si può diminuire la portata al minuto secondo presso Hoya dell'11 010. Per ottenere una riduzione maggiore bisognerebbe costruire altri serbatoi sugli altri affluenti del Weser, il che non è possibile, perchè non presentano condizioni favorevoli come l'Eder. Questo esempio, osserva Keller, basta per dimostrare come la costruzione di un lago artificiale di dimensioni così straordinarie, come difficilmente altrove potrà essere possibile, e col quale si eliminano quasi completamente i pericoli delle piene nell'influente Eder, perda considerevolmente della sua efficacia nei tronchi inferiori.

Si sono proposti anche per alcuni affluenti dell'Oder e dell'Elba dei serbatoi analoghi, ma di gran lunga assai più piccoli; le condizioni però delle vallate non sono così favorevoli come per l'Eder, perciò giustamente l'ispettore Keller mette in dubbio per questi fiumi l'efficacia del provvedimento.

Le piene estive nell'Oder e nell'Elba sono considerevoli ed hanno portate veramente straordinarie; per raggiungere un risultato anche solo per poco soddisfacente, si dovrebbe costruire una serie di grandi serbatoi, che richiederebbe già una spesa assai notevole. Inoltre dagli studi fatti è risultato che le condizioni tecniche ed economiche sono tali che non è possibile di costruire i serbatoi in quelle località dove sarebbero richiesti per raggiungere lo scopo desiderato di regolare lo smaltimento delle piene, in modo da renderle innocue. I fautori del sistema non si rendono abbastanza conto delle quantità enormi d'acqua che si dovrebbero raccogliere e trattenere, e per averne un'idea vogliamo citare un solo esempio: il Danubio nella piena del settembre 1899 portava nelle vicinanze di Vienna 6,5 miliardi di metri cubi, ossia 6,5 chilometri cubici, e secondo altri 10,40 chilometri cubici. Nella piena dal 28 luglio al 14 agosto 1897 una quantità d'acqua di 7,56 chilometri cubici; sono cifre che spaventano.

Il Reno superiore ha delle piene straordinarie, tanto in estate quanto nell'inverno, e ciò, nonostante la natura abbia applicato su larga scala il provvedimento che ora gli uomini hanno escogitato, tanto da trattenere in una sola giornata fino a 415 milioni di metri cubi d'acqua; dei quali il lago di Costanza, da sè solo in 24 ore, ha trattenuto 183 milioni di metri cubi. I laghi del bacino dell'Aare hanno una capacità di immagazzinamento non inferiore, e la quantità d'acqua che possono trattenere in 24 ore viene stimata a 232 milioni di metri cubi. La coincidenza di azione di tutti questi bacini naturali si è verificata nella piena del giugno 1876. Eppure il Reno presso Basilea ritorna ad acquistare nelle piene una portata pericolosa. Ora che sono i laghi artificiali degli uomini, esclama Keller, in confronto di questi giganteschi serbatoi che la natura ha creato!

Dopo tale esclamazione l'ispettore Keller chiude la sua conferenza con queste parole: « Nei maggiori fiumi della Germania, non è possibile dominare le piene trattenendo nei bacini montani le acque di essi; non facciamoci illusioni, a un provvedimento di questa natura è d'uopo rinunciare. Non è in nostra facoltà di impedire la formazione

(1) *Dei grandi serbatoi proposti come provvedimento per scemare la portata delle piene fluviali.* — Considerazioni pubblicate nell'« Ingegneria Civile », 1885, N. 11.

e l'aumento delle piene; invece è possibile di facilitare il loro scolo e di scemare i danni che possono produrre. Ciò puossi ottenere specialmente migliorando il sistema delle arginature, all'intento di creare un alveo capace di contenere le grandi piene, di appiattare il colmo delle medesime e di diminuire la velocità di propagazione. Bisogna mantenere libero l'alveo di inondazione; impedire che si facciano delle usurpazioni e si diminuiscano le golene; e allontanare gli ostacoli nei punti pericolosi ».

A questo augurio noi facciamo plauso e sottoscriviamo senza riserve, perchè riteniamo che di tutti i provvedimenti proposti per scemare i pericoli delle piene, questo sia l'unico che possa riuscire, se non completamente efficace, certo tanto per quanto su questa via è possibile di raggiungere.

Teramo.

GAETANO CRUGNOLA.

## COSTRUZIONI IN SMALTO DI CEMENTO ARMATO

### PALI PORTAFILI PER CONDOTTURE AEREE

(Sistema Hennebique)

costruiti dall'Ing. G. A. PORCHEDDU

Si sarebbe detto e ripetuto a proposito delle applicazioni dello smalto di cemento armato, che se questo nuovo sistema può avere facilmente i suoi vantaggi sulle costruzioni murarie e su quelle esclusivamente metalliche, non potrà avere eguale sopravvento sul legno, specialmente dal punto di vista della leggerezza e dell'economia.

Abbiamo tuttavia ragguagliato i lettori sui tentativi di sostituzione dello smalto armato al legno per le traversine di strade ferrate, dove il maggior peso non guasta, e la maggiore durabilità potrà forse attenuare assai la spesa maggiore dell'impianto ed eliminare quella non meno grande del frequente rinnovamento. Gli esperimenti eseguiti a questo proposito dagli Ingegneri della Direzione dei lavori per la Rete Adriatica, da noi riferiti nell'« Ingegneria Civile » dell'anno passato, a pag. 248 e seguenti, hanno provato che tali traversine si comportano egregiamente, ma che il loro costo, pur facendo le debite considerazioni di durata e di ammortamento, è da ritenersi ancora troppo elevato.

Ma vi sono altri casi in cui le applicazioni dello smalto di cemento armato possono avere una evidente superiorità sull'impiego del legno o del ferro, ed è degno di nota infatti il caso che si può presentare di aver bisogno di alti pali destinati a portare un gran numero di fili per lunghe tratte, soprattutto poi nei cambiamenti di direzione della linea.

In vista di queste possibili applicazioni, l'ing. Porcheddu nel 1900 faceva costruire due di tali pali dell'altezza di 11 metri, aventi la forma di piramidi tronche, con sezioni quadrate (fig. 25) di 35 cm. di lato alla base e di 16 cm. alla sommità, leggermente smussate nei quattro spigoli e con armatura calcolata in modo da resistere, quando il palo sia solidamente infisso nel terreno, ad una trazione di 200

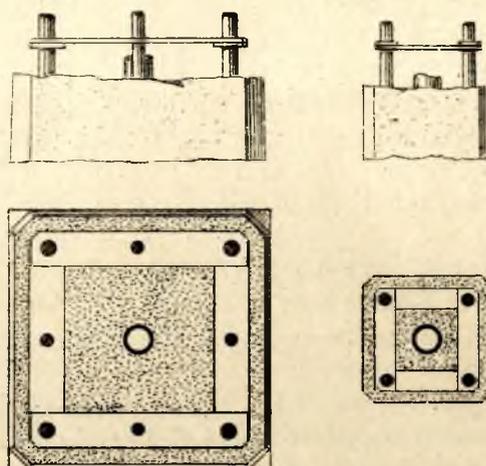


Fig. 25. — Particolari di costruzione di un palo, alla base e presso la sommità.

Kg. applicata orizzontalmente a circa m. 9 di altezza da terra. L'armatura metallica fino a 213 d'altezza è composta di otto barre, quattro agli angoli più grosse e quattro intermedie minori, rilegate da piastrine forate o da involuppo di fili. Nella terza parte superiore le barre dell'ossatura non sono che quattro. In alcuni pali (come ad es. in uno di quelli sottoposti alla prova) si lasciò un tubo centrale potendo occorrere che i fili aerei debbano comunicare con cavi di condotte sotterranee.

Uno di questi pali fu oggetto di una prima serie di accurate esperienze di resistenza elastica e di resistenza fino a rottura eseguitesi il 29 novembre 1901 per cura dell'ing. cav. Schultz, Direttore della Società Anonima di Elettività Alta Italia, e di altri ingegneri della Società medesima, fra i quali l'ing. G. Battaglia che ebbe a redigere il seguente verbale:

Torino, 29 novembre 1901.

« Il palo cimentato si trova infisso in terra per un'altezza di m. 1,95. Alla distanza di m. 0,60 dalla punta, cioè a m. 8,45, venne investito un collare di ferro portante un gancio al quale venne applicato il tiro. Per misurare la deviazione del palo dalla verticale si fissò un filo a piombo a m. 8,45 da terra, leggendone gli spostamenti sopra un registro posto a mm. 84 dal suolo.

Tensione segnata dal dinamometro	Deviazione della verticale		Osservazioni
	sotto il tiro	cessato il tiro	
Kg.	mm.	mm.	
120	0	0	
615	91	0	Discordanza dovuta alla instabilità del tiro
600	225	0	
1000	225	0	
1200	235	0	
1500	495	140	Si è manifestata una screpolatura orizzontale a m. 2,50 da terra
2000	rottura	—	Sezione di rottura a m. 3,50 da terra

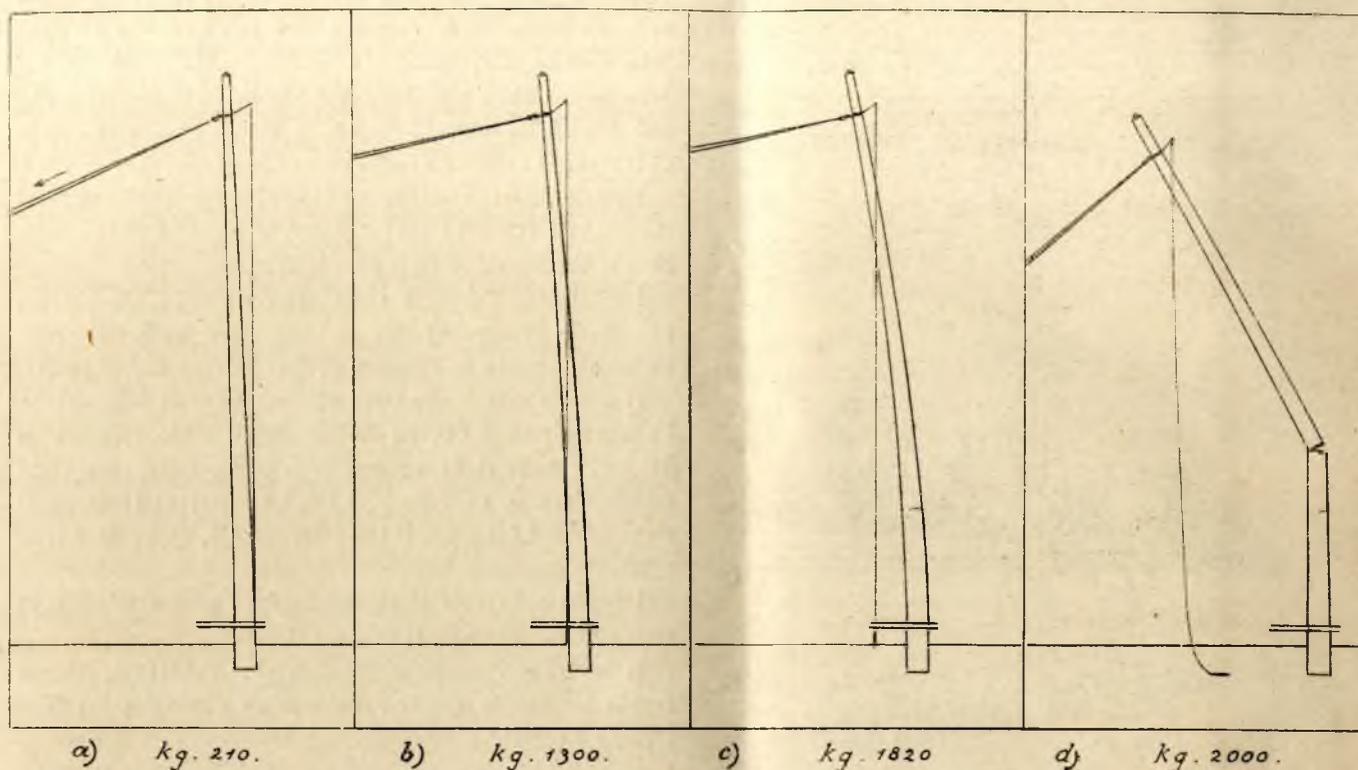


Fig. 26. — Inflessioni successive assunte da un palo sotto sforzi di trazione crescenti da 200 a 2000 chilogrammi.

« La rottura avvenne come in un corpo fibroso; il tronco superiore si inclinò di circa 30°. Per trascinare a terra la parte rotta si dovette proseguire il tiro con una forza di circa 500 Kg.

« Ing. BATTAGLIA TOMMASO ».

L'ottimo risultato di questi esperimenti indusse l'egregio Ing. Direttore della Società E. A. I. ad esprimere il desiderio che fossero resi testimoni di questo fatto gl'Ingegneri rappresentanti le Autorità governative, provinciali, comunali e ferroviarie, dalle quali dipende appunto l'autorizzazione dell'impiego di detti pali per condutture aeree, da farsi comunemente lungo le strade ordinarie o le ferrovie.

Epperò le esperienze di resistenza e di rottura del secondo palo vennero rinviate al 7 dicembre 1901, nel qual giorno ed alla presenza di molti Ingegneri, che volentieri accondiscesero all'invito ricevuto, e per opera sempre dello stesso personale della Società E. A. I. si procedette alle esperienze di resistenza elastica e di rottura del secondo palo, e ne venne redatto dallo stesso sig. ing. Battaglia il seguente verbale:

Torino, 7 dicembre 1901.

« Le dimensioni del palo e le condizioni della prova sono le stesse indicate nel precedente verbale del 29 p. mese. Prima di assoggettare il palo al tiro si misurò la resistenza ohmica del tratto compreso fra il collare superiore e la base. Essa risultò di 40 mila Ohms. Per ottenere il contatto fra il collare ed il cemento si frapposero stracci bagnati con una soluzione di soda.

Temperatura dell'aria: — 2°. Densa nebbia.

Tensione segnata dal dinamometro	Deviazione della verticale		Osservazioni
	sotto il tiro	cessato il tiro	
Kg.	mm.	mm.	
210	27	0	
420	85	0	
590	140	18	Allentamento graduale
690	185	18	
890	270	18	
990	365	40	Allentamento brusco
1000	380	70	Allentamento graduale
1300	390	70	
1820	720	70	
2000	rottura	—	

« Dopo la rottura si portò la punta del palo fino a terra, tirandola con una forza di circa 500 Kg.

« Ing. BATTAGLIA TOMMASO ».

Così tanto l'uno come l'altro dei due pali si dimostrarono molto elastici, come anche meglio appare dalla fig. 26 nella quale sono riprodotte da fotografie le curve di inflessione assunte durante gli esperimenti, e la posizione nell'atto della rottura. Inoltre è risultato che i due pali non si ruppero che sotto uno sforzo dieci volte maggiore di quello per cui furono costruiti. Al che, se si aggiunge che i pali di smalto armato non esigono alcuna spesa di manutenzione, e possono ritenersi di durata quasi perpetua, sarà

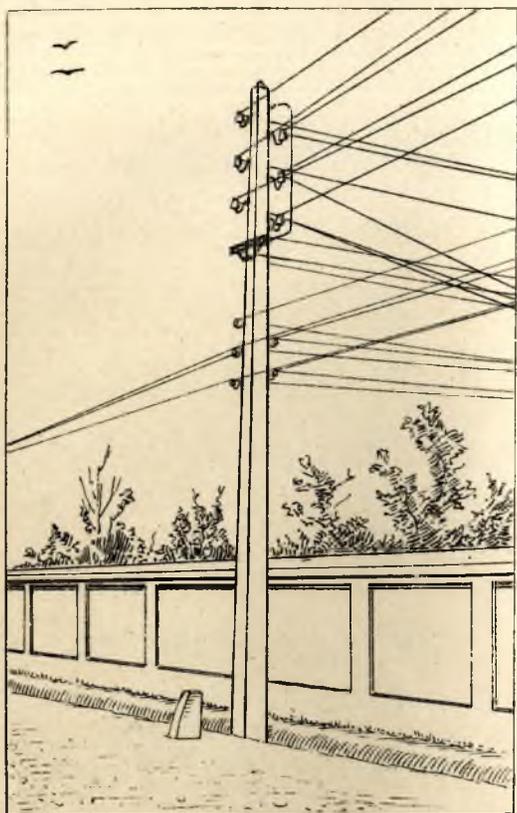


Fig. 27. — Palo in servizio presso il Cotonificio di Borgone (Susa).

lecito concludere che non potrà a meno di incontrare favore anche questa nuova applicazione del sistema Hennebique.

Ed infatti nell'autunno del 1902 la ditta Wild e Abegg ordinò due di questi pali per essere collocati lungo la strada provinciale fra Borgone e Bussoleno; l'uno al punto in cui la linea proveniente da S. Giorio si unisce ad angolo retto colla linea posata lungo la strada provinciale; l'altro nel punto in cui da questa stessa linea si staccano pure ad angolo quasi retto i fili che entrano nel cotonificio di Borgone.

Questi pali vennero ordinati per essere assoggettati ad una trazione di 300 Kg. applicata ad 8 metri da terra; effettivamente però si troverebbero sottoposti ad uno sforzo di molto superiore.

Basti il dire che il palo di Borgone, di cui la fig. 27 riproduce la fotografia, porta 6 fili di rame di 6 mm. che, arrivano al palo dopo una tratta di 20 m. parallelamente alla strada, e si dipartono in due gruppi di tre fili ciascuno, uno ad angolo retto colla direzione d'arrivo, e per una tratta di circa 60 metri, l'altro sotto un angolo di poco più aperto e per una tratta di 45 metri.

I pali, preparati in cantiere, sono stati trasportati sul luogo ed infissi nel terreno per la profondità di 2 metri, fermandoveli con una gettata di calcestruzzo ordinario.

Vi sono casi nei quali occorre di dover sorreggere una grande quantità di fili a lunghe tratte, per cui il momento rovesciante sia molto considerevole; e può anche essere necessario di avere nel punto di sostegno di tutti questi fili un ambiente per smistamento o trasformazione dell'energia.

In questi casi si può anche provvedere al duplice scopo costruendo in smalto di cemento armato un casotto sormontato da una torre portafili, ottenendo sotto il minimo volume la massima stabilità, dato l'intimo collegamento che può farsi della torre al casotto, e ciò con grande economia di tempo, di spazio e di spesa.

Uno di questi casotti venne costruito per la Società Eletticità Alta Italia in Torino presso le Nuove Officine delle Strade Ferrate della Rete Mediterranea.

La tensione dei fili è stata prescritta di 1500 Kg. su due faccie ad angolo retto, ed applicata a m. 8 da terra; l'azione del vento fu ritenuta di 200 Kg. per mq. di parete.

Il casotto che è quadrato con m. 4,50 di lato, ed ha l'altezza di m. 3,60, ha le sue pareti dello spessore di 10 cm. e pilastri di 20 cm. di lato. La torre, di sezione rettangolare, di m. 1,60  $\times$  1,90, ha pareti di 16 cm. e si eleva di m. 4,50 sopra il tetto del casotto, al quale è intimamente connessa.

I buchi occorrenti al passaggio dei fili ed agli attacchi sono stati praticati tutti durante il getto.

Il lavoro si è eseguito nel dicembre del 1901, con un freddo intenso, e ciò non ostante ha dato il più soddisfacente risultato.

G. S.

## NOTIZIE

**Galleria del Sempione.** — *Progresso dei lavori.* — Dal seguente prospetto risulta il progresso degli scavi d'avanzata dei due imbocchi della grande Galleria del Sempione, nel quarto trimestre del 1903:

	Lato Nord (Briga)	Lato Sud (Iselle)	Totale
Lunghezza dell'avanzamento, al			
30 settembre 1903 . . . . m.	9950	7275	17 225
Nel mese di ottobre . . . . »	114	162	276
» di novembre . . . . »	80	174	254
» di dicembre . . . . »	—	141	141
Al 31 dicembre 1903 . . . . m.	10144	7752	17 896

\*

Nel mese di *ottobre*, dal lato Nord, la galleria di avanzamento ha continuato ad incontrare gli schisti calcari. La perforazione meccanica è stata sospesa per 183 ore e mezza in causa dei nuovi impianti necessari a vincere le gravi difficoltà del proseguimento dello scavo in contropendenza, e dell'incontro di una sorgente d'acqua calda. Il progresso dello scavo è stato in media di m. 4,82 per ogni giornata di lavoro. Sono usciti da quell'imbocco litri 95 d'acqua al minuto secondo.

Dal lato Sud, si sono pure incontrati schisti calcari con vene di quarzo, e vi si è ottenuto nel mese un avanzamento medio di m. 5,40 per giornata di lavoro. Le acque che sono sboccate da quell'imbocco della galleria, hanno raggiunto il volume medio di litri 860 al minuto secondo.

Il numero medio giornaliero degli operai è stato in ottobre di 2846 per i lavori in galleria e di 969 all'esterno, in totale 3815, dei quali 1162 a Briga e 1184 ad Iselle.

\*

Nel mese di *novembre*, dal lato Nord, la galleria di avanzamento ha continuato ad incontrare gli schisti calcari nei quali, per la loro non grande durezza, si sarebbe nel mese dovuto progredire assai più, se un'improvvisa sorgente di acqua calda, incontrata il 22 novembre, non avesse cagionato la sospensione dei lavori per tutta la restante parte

del mese, e così pure per tutto dicembre. D'altronde lo scarso avanzamento medio di m. 3,81 per ogni giornata effettiva di lavoro è pure un indizio delle speciali difficoltà presentate dalla esecuzione dello scavo in contropendenza. Anche le acque sono divenute da questo lato più abbondanti, essendochè uscivano da quell'imbocco nella quantità di 125 litri al minuto secondo.

Dal lato Sud, si continuò la perforazione nei micaschisti con vene di quarzo, e con un progresso medio giornaliero di m. 5,80. Le acque uscite da quell'imbocco hanno avuto un volume medio di litri 850 al secondo, poco diverso, cioè, da quello dell'ottobre.

Il numero degli operai è stato nel novembre sensibilmente aumentato; esso è stato in media di 3524, dei quali 1707 a Briga e 1817 ad Iselle; ne furono addetti ai lavori in galleria 1242 a Briga, e 1329 ad Iselle.

\*

Nel mese di *dicembre*, dal lato Nord, continuarono ad essere sospesi i lavori di perforazione meccanica all'avanzata a motivo della sorgente calda che dà ogni minuto secondo circa 75 litri d'acqua a 45 gradi di temperatura.

Mentre l'Impresa provvede sollecitamente a nuovi impianti, sia per evacuare l'acqua, sia per raffreddare l'ambiente in modo da rendere possibile il lavoro agli operai, si è progredito nell'avanzata della galleria n. II, che mantenessi asciutta e che alla fine del dicembre era giunta a 7768 metri, ossia a 16 metri più innanzi della galleria n. I.

Dal lato Sud lo scavo ha incontrato i micaschisti granatiferi ed ha progredito in media di m. 5,13 per ogni giorno effettivo di lavoro, essendosi sospesi i lavori di galleria per ore 83,40' per la verificaione dell'asse della galleria e per le due feste di Santa Barbara e del Natale. Le acque provenienti dall'imbocco d'Iselle sono alquanto diminuite, essendosi ridotto il loro volume a 798 litri al minuto secondo.

Anche il numero medio degli operai, che nel novembre era stato di 3524 fra i due cantieri, si è ridotto in dicembre a 3329.

\*

Dall'ultimo Rapporto trimestrale (n. 21) della Direzione dei lavori al Consiglio federale Svizzero, si ricavano i seguenti altri dati, riferentisi al quarto trimestre del 1903.

A tutto il 31 dicembre 1903 lo stato dei lavori in galleria dai due imbocchi era il seguente:

	Lato Nord (Briga)	Lato Sud (Iselle)	Totale
Cunicolo d'avanzamento . . . ml.	10 144	7 752	17 896
» parallelo . . . »	10 003	7 768	17 771
Galleria in calotta . . . »	9 261	7 031	16 292
Allargamenti . . . »	9 249	6 897	16 146
Scavo totale . . . . . mc.	442 013	342 303	784 316
Muratura di rivestimento . ml.	9 126	6 614	15 740
» » . . . . . mc.	94 733	76 130	170 863

Il numero degli attacchi nel trimestre a Briga, con tre perforatrici per ogni attacco, è stato di 166 per il tunnel n. I, in 45 giornate di lavoro, e di 275 per il tunnel n. II, in 79 giornate e mezza di lavoro. Invece ad Iselle, con quattro perforatrici per ogni attacco, il numero degli attacchi nel trimestre è stato di 456 per il tunnel n. I in 87 giornate e mezza di lavoro e di 450 per il tunnel n. II pure in egual numero di giorni.

A Briga, nel trimestre, in n. 4767 fori da mina fatti a macchina, della profondità complessiva di ml. 5778, s'introdussero kg. 15 843 di dinamite; ed in n. 54 917 fori da mina fatti a mano, della profondità complessiva di ml. 32 230, per lo scavo in calotta e per lo strozzo, non meno che per la galleria parallela, si introdussero kg. 10 797 di dinamite.

Ad Iselle, nel trimestre, in n. 10 786 fori da mina fatti a macchina, della profondità complessiva di ml. 12 965, si introdussero kg. 29 550 di dinamite; ed in n. 97 325 fori da mina fatti a mano, della profondità complessiva di ml. 52 210, per lo scavo in calotta e per lo strozzo, non meno che per la galleria parallela, si introdussero kg. 10 410 di dinamite.

In conclusione, negli scavi fatti a macchina ebbesi a Briga un consumo di kg. 5,54 di dinamite per ogni mc. di scavo, in luogo di kg. 4,83 occorso nel trimestre precedente; ad Iselle, negli scavi fatti a macchina ebbesi un consumo di kg. 4,84 di dinamite per ogni mc. di scavo in luogo di kg. 5,70 occorso nel trimestre precedente.

In questo trimestre il volume totale degli scavi a mano è risultato fra i due imbocchi complessivamente di mc. 35 248 contro mc. 29 344 ottenuti nel trimestre precedente. A Briga lo scavo a mano di 1 mc. ha richiesto in media giornate 2,72 e kg. 0,69 di dinamite; ad Iselle giornate 3,23 e kg. 0,53 di dinamite.

Temperatura dell'aria :	*	a Briga	ad Iselle
All'esterno . . . . . cg.		4°,76	5°,60
All'avanzata, tunnel I: perforazione »		29°,2	27°,4
» » sgombrò »		31°,3	29°,2
» tunnel II: perforazione »		30°,7	27°,8
» » sgombrò »		31°,7	29°,7
Ai lavori di rivestimento . . . »		27°-34°	27°-30°
Volume d'aria introdotto in galleria nelle 24 ore . . . . . mc.		2 270 000	2 436 500
Pressione media dell'aria all'uscita dai ventilatori, in colonna d'acqua . mm.		295	218
Volume d'acqua introdotto giornalmente in galleria . . . . . mc.		9245 (*)	1836
Sua temperatura iniziale . . . . . cg.		2,70	3,00
Pressione iniziale della medesima »		99	93
» alla fronte di attacco »		76	77
Volume d'acqua uscente dalla galleria al 1° . . . . . litri		80-116	924-798

\*

Temperatura della roccia. — Dal lato Nord, la temperatura della roccia ha continuato a mantenersi elevata, e ne sono causa le sorgenti d'acqua calda.

	Temp. della roccia	Temp. dell'aria
Nel tunnel n. I:		
A m. 10 020 . . . (il 16 ottobre)	47°,5	27°,5
» 10 047 . . . (il 22 ottobre)	48°,5	
» 10 096 . . . (il 10 novembre)	47°,5	30°,5
Nel tunnel n. II:		
A m. 9860 . . . (il 24 novembre)	49°,5	30°
» 9928 . . . (il 17 dicembre)	48°	30°,5

La composizione essenzialmente calcare della roccia attraversata, la sua solubilità e le continue fessure dovevano far temere infiltrazioni d'acqua di una certa importanza. Eransi incontrate fessure visibilmente corrosive, con piccoli cristalli di calcite, indizio sicuro di una forte mineralizzazione di acque che hanno lungo tempo dimorato in quelle fessure. Dopo qualche filetto d'acqua di 2 a 5 litri al minuto primo, avute la temperatura di 49° e la durezza di 173, comparve il 3 novembre alla progressiva 10 062 una vera sorgente d'acqua a 49°, della portata di 1200 litri al minuto primo, e successivamente alla progressiva 10 144 il 22 novembre un'altra sorgente di 3000 litri al 1°, improvvisamente, in seguito ad un colpo di mina, e che fu causa della sospensione dei lavori. La sua temperatura di 49° e la sua durezza di 166 si erano ridotte al 7 gennaio a 47°,5 e 156. Il raffreddamento graduale di quest'acqua procedendo di pari passo colla diminuzione del gesso che essa contiene in soluzione, pare abbia a continuare, siccome è avvenuto delle altre sorgenti precedentemente incontrate, ed accenna chiaramente ad un fenomeno di vuotamento di canali sotterranei, ma canali strettissimi che hanno grande estensione in altezza ed in larghezza.

Ad ogni modo, tutto il tratto del cunicolo in contropendenza rimase completamente inondato. Coi mezzi di esaurimento, che furono sollecitamente messi in opera, al 31 dicembre si era riusciti a ridurre a m. 101 la lunghezza dell'inondazione nel cunicolo.

(\*) Di cui mc. 6825 per raffreddare l'ambiente.

Nella galleria parallela si incontrarono pure alcune sorgenti, non tutte però corrispondenti ai medesimi filoni della galleria principale, ed anzi, là dove si incontrarono le due grosse sorgenti anzidette, la galleria parallela è rimasta asciutta.

Dal lato Sud, la temperatura della roccia, osservata a misura dell'avanzamento in fori di m. 1,50 di profondità, ha continuato a mantenersi assai inferiore a quella dell'altro imbocco, come risulta dalle seguenti osservazioni:

A m.	Temperatura della roccia all'avanzata	
	nel tunnel n. I	nel tunnel n. II
7 200 . . . . .	39°3	39°3
» 7 450 . . . . .	38°7	38°8
» 7 600 . . . . .	38°6	38°6
» 7 700 . . . . .	39°	—

La temperatura di 38°6 osservata a m. 7600 il 1° dicembre, era discesa il 28 dicembre a 35°2, mentre la temperatura dell'aria ambiente si manteneva a 23°5.

In tutta la parte attraversata nel trimestre non si è incontrata che qualche leggera infiltrazione d'acqua dal cielo del cunicolo, acque fortemente gessose, a 39° di temperatura e della portata di mezzo litro a 2 litri per minuto primo. L'ultima, di 3 litri, si è incontrata a m. 7622 e poi fino al 31 dicembre, cioè fino alla progressiva di m. 7752, la roccia si è mantenuta perfettamente asciutta.

I fenomeni osservati nell'anno passato nella regione acquifera, cioè tra il km. 3800 e 4400, si sono di nuovo riprodotti, e si sono anche meglio accentuati. Alcune delle grandi sorgenti fredde vanno riscaldandosi a poco a poco, ed altre invece continuano a raffreddarsi sensibilmente. La portata misurata alla fine di ogni mese è risultata di 100 a 150 litri al minuto secondo inferiore a quella dello stesso mese dell'anno precedente.

\*

I lavori della stazione sotterranea, che si trova a metà circa del tunnel, per permettere l'incrocio dei treni, finchè non si procederà al compimento della seconda galleria, procedono regolarmente.

Dal lato di Iselle devesi pure provvedere, pel tunnel n. 1, alla costruzione di un canale di scolo delle acque d'infiltrazione, che avrà la lunghezza di circa 4500 metri, di sezione rettangolare di 0,70 × 0,80, con pareti rivestite di cemento, per dare sfogo alle acque della regione acquifera, che finora non accennano nè a scomparire, nè a diminuire. Questo canale, della portata massima prevista di 800 litri al minuto secondo, sarà costruito a lato del piedritto sinistro, con sottomurazione di esso e coperto con lastroni di gneiss di 15 cm. E ciò oltre al canale di scolo, prescritto nel tunnel secondario, con la sezione di 0,60 × 0,50, per tutta la lunghezza del tunnel.

L'allargamento nella tratta spingente, alla progressiva 4500 circa, che erasi dovuto sostenere con armature di ferro, è pure ultimato. La sua lunghezza non è che di 42 metri, ma richiese ben due anni di tempo, di lavoro improbo ed una spesa che raggiungerà un milione. Ivi lo spessore della muratura di rivestimento è di 2 metri per l'arco rovescio ed i piedritti, e di m. 1,60 per il volto formato con 4 corone sovrapposte di pietra da taglio.

Secondo il primo contratto, l'Impresa Brandt, Brandau e C. doveva dare aperta all'esercizio la galleria principale per la metà di maggio 1905.

Il 9 ottobre 1903 fu firmata l'ultima convenzione che modifica il contratto in seguito alle gravi difficoltà imprevedute. L'Impresa ottiene un aumento di fr. 3 897 250 sul prezzo à forfait di 54 525 000 franchi anteriormente stabilito. Ottiene inoltre, che se dovrà costruire la seconda galleria, quella le sarà pagata 19 milioni e mezzo, in luogo dei 15 stabiliti dal contratto del 1893.

Essa si impegna a non sospendere i lavori dal lato Nord, che sono giunti al punto culminante, e di scendere ancora per un chilometro verso l'imbocco Sud. Si impegna inoltre a consegnare il tunnel, completamente finito e pronto all'esercizio, non più tardi del 30 aprile 1905, sotto pena di una multa di 2000 franchi per ogni giorno di ritardo. Un premio di 2000 franchi le sarà ugualmente accordato per ogni giorno di anticipo.

Secondo le modificazioni apportate dalla Convenzione del 9 ottobre 1903, a tacitazione di tutte le vertenze esistenti fra l'Amministrazione delle Ferrovie Svizzere e l'Impresa di costruzione del tunnel, per l'esecuzione del contratto del 15 aprile 1898 e della convenzione addizionale del 9 novembre 1898, le spese di costruzione del tunnel del Sempione vengono ad ammontare a fr. 58 422 250, così ripartite:

Spese per gli impianti . . . . .	Fr. 8 400 000
Aumento per la stazione di scambio centrale . . . . .	» 1 223 000
Galleria principale e cunicolo parallelo . . . . .	» 47 525 000
Lavori dall'imbocco Nord oltre il 10° chilometro . . . . .	» 255 000
Lavori in contropendenza . . . . .	» 319 250
Canale di scolo dal lato Sud . . . . .	» 700 000
Spesa totale . . . . .	Fr. 58 422 250

che, ripartita sulla totale lunghezza di 19 729 metri, equivale a L. 2961 per metro lineare di tunnel.

(Rapport trimestriel, n. 21).

## BIBLIOGRAFIA

LORENZO MINA. — *Della Chiesa di Santa Maria di Castello in Alessandria.* — Op. in-8° di pag. 49, con 6 fotoincisi, 6 incisioni ed 1 Tavola litografica. — Estratto dalla « Rivista di Storia, Arte, Archeologia della Provincia di Alessandria » — Alessandria, Tip. G. M. Piccone, 1904. — Prezzo: L. 2.

Il giovane ingegnere architetto Lorenzo Mina, che è di Alessandria e che ha anzi sacrificato allo stile moderno il restauro e la decorazione della propria abitazione, ci si appalesa in questa monografia un diligente ricercatore e studioso appassionato di opere antiche.

Di tutte le chiese di Alessandria, Santa Maria di Castello è la più antica e la più interessante ad essere studiata sia dal lato storico che da quello artistico; essa trovasi inscritta tra i monumenti nazionali di second'ordine e ne è pure uno dei più trascurati e manomessi.

La sua facciata è ora malamente intonacata e dipinta con ornati e cornici gotiche affatto discordi dall'ossatura e dall'architettura prettamente lombarda del tempio.

Ma la sua origine non è bene precisata per quante ricerche siano state fatte. Pare ad ogni modo che verso il 1000 siasi costruita la sola parte anteriore della navata centrale e che intorno al 1300 possa stabilirsi l'epoca vera della chiesa, completata col transetto, col santuario e col chiostro. Nell'epoca gotica, tra il 1400 ed il 1600, le venne aggiunta l'apside ed eseguite alcune varianti conformi a questo stile. Nell'epoca barocca, cioè dal 1600 al 1700, la chiesa venne deturpata colle coperture d'intonaco all'interno ed alla facciata e coll'aggiunta infelicissima delle cappelle. In quell'epoca (12 luglio 1629) il papa Urbano VIII aveva eretta in abbazia. Ma più tardi essa perdetto il suo vero ufficio di convento; il chiostro venne occupato per usi militari, deturpato e distaccato dalla chiesa, ed il campanile alterato e sopraelevato di un piano coll'aggiunta dell'orologio.

Per la sicurezza dell'edificio vennero in questi ultimi tempi eseguiti lavori di collegamento e di rinforzo alla facciata che veniva a strapiombare di fuori con pericolo forse col tempo di rovesciarsi. Ma ben altre opere, non tanto di sicurezza, quanto di preservazione e di ben inteso restauro dovrebbero essere sollecitamente compiute secondo quanto utilmente riassume l'architetto Mina, che nella sua Monografia non si è limitato soltanto a comporre tutta la storia del sacro edificio e delle sue vicende, a descrivere quanto essa contiene in fatto di decorazioni, di sculture, di quadri e di memorie, ma finisce coll'indicare i lavori necessari a ricondurre la chiesa all'antico suo lustro, nel suo antico stile lombardo.

E quelli dei lettori che si interessassero all'argomento, trovano questa monografia, nelle nitide fototipie, nelle figure geometriche in tutte quelle particolarità indispensabili a farsi un esatto concetto delle questioni senza bisogno di recarsi sul luogo.

A. FRIZZI.