OSPEDALE CIVILE DI ALESSANDRIA

Verifica della stabilità dei Solai in ferro e voltine delle Infermerie

Lettura del Socio ing. G. G. FERRIA.

FATTA LA SERA DEL 6 DICEMBRE 1899

(Con una tavola).

I solai dei quali si tratta coprono ambienti di varia lunghezza, larghi m. 9,20. I ferri *(poutrelles)* sono distanti m. 1,50 da centro a centro, alti m. 0,25, larghi m. 0,115, pesanti chg. 43 al metro lineare. Le voltine sono dello spessore costante di m. 0,11, costrutte in mattoni forati di Voghera messi di costa; hanno normalmente la saetta di m. 0,04, e sono rinforzate da un anello di mattoni vuoti di 0,22 X 0,11 ogni 3 metri. L'intradosso è riempito di intonaco fino a perfetto spianamento.

I muri sorreggenti i ferri si elevano di circa m. 1,00 dal piano di posa di questi; ed uno di essi porta direttamente una falda del tetto, cosicchè il vano sotto il tetto rimane basso, e questo non ha destinazione; onde il solaio non deve portare sopraccarico di pavimento, nè di spianamento, nè d'altro.

Dopo oltre dieci anni dacchè il lavoro fa compiuto, una notte si staccò un pezzo di intonaco da uno dei solai; ciò diede luogo ad un esame, il quale rivelò la presenza di alcune fenditure o soluzioni di continuità, che interessavano l'intonaco e la malta dei giunti fra i mattoni. Fu anche notato che in alcuni tratti le voltine non furono costrutte colla saetta di m. 0,04, ma di 0,05 e di 0,03.

Per quanto l'accaduto non implicasse responsabilità dell'autore (e fu riconosciuto da una sentenza del Tribunale di Alessandria, confermata da altra della Corte di Casale), e per quanto sia provato che dall'epoca della costruzione di quei solai ad oggi sono avvenute ben 47 scosse di terremoto, tra grandi e piccole, in Alessandria, e per quanto sia risaputo che uno degli effetti più perniciosi dei terremoti sulle fabbriche sia quello di lasciarle talvolta in condizioni di equilibrio instabile che nulla rivela, il quale si rompe poi dopo un tempo più o meno lungo, e per questo passano sovente inavvertite, per cui qui si tratterebbe di caso di *forza maggiore,* tuttavia l'autore del progetto e direttore dei lavori, ing. cav. Vincenzo Canetti da Vercelli, credette del proprio interesse far constatare della stabilità di quelle voltine, e fece perciò istanza che venissero caricate fino a rottura dei mattoni. L'istanza non fu accolta e le voltine furono demolite; motivo per cui l'ing. Canetti, non volendo rinunciare al vantaggio di avere bene operato, traeva partito dei dati di fatto che si possiedono e di una visita da me fatta in tempo utile sopraluogo, e mi domandava una verifica calcolata della stabilità di quelle voltine.

Questa è l'origine dello studio che qui espongo, e pel quale credo necessario premettere che, sebbene si possa ragionevolmente ritenere che i ferri funzionassero come incastrati, e sebbene le saette di cm. 3 e 5 non corrispondano al tipo normale del progetto, tuttavia, affine di rendere più persuasive e più esaurienti le conclusioni del presente studio, suppongo i casi più sfavorevoli alle stabilità dei ferri e delle voltine, cioè che:

a) pei ferri l'incastro sia nullo, tanto all'uno che all'altro estremo, e che il peso dell'intonaco corrisponda alla saetta di 5 centimetri della voltina;

b) per le voltine, invece, che la saetta sia di soli 3 centimetri, ciò che importa condizioni statiche più gravi che per cm. 4 e cm. 5; e per giunta tengo conto delle fenditure esistenti nella malta dei giunti.

L'argomento non interessa gran cosa per la parte che riguarda i ferri, la quale qui si riporta unicamente per provare che quelli non erano deboli. Parmi invece che interessi moltissimo per ciò che riguarda le voltine, le cui condizioni di

equilibrio sono quelle delle vôlte a secco, così elegantemente messe in evidenza dal Legère coi noti spettri luminosi, e scientificamente dall'ing. Castigliano collo studio sul Ponte Mosca (1).

Chi ha dimestichezza con questo genere di studi, troverà nel presente caso una perfetta analogia tra il nucleo resistente delle vôlte rivelato dalle teorie del Castigliano con quello reso palese dalle esperienze del Legère *(Mémoires et Comptes-Rendus de la Société des Ingénieurs Civils,* 1879).

È questo un fatto di alto interesse scientifico e pratico, il quale si riattacca a recenti studi pubblicati dal Considère e da altri sulle condizioni di equilibrio delle travi in cemento armato.

VERIFICA DELLA STABILITÀ DEI FERRI.

Dati generali (fig. 1). — Portata netta fra gli appoggi m. 9,20.

Distanza dei ferri m. 1,50.

Dimensioni della sezione :

mm. 250 X 115 X 10 X 12,5.

Carichi. — *Ferro.* — Peso al m. 1. chg. 43,00		43,00
Vôlta. — N. 2 file di mattoni d'imposta a chg. 5,00	10,00	
N. 19 file di mattoni di costa a chg. 5,00	95,00	
N. 21 giunti in calce e gesso a chg. 1,00. . . .	21,00	
Mq. 1,50 d'intonaco (cm. 5) a chg. 27,50 al mq.	41,25	
Malta ai giunti d'imposta . .	5,75	
	173,00	173,00

Anelli.— Il peso di un anello sarà uguale a quello della vôlta nel rapporto delle lunghezze, ossia :

$$\text{chg. } (95{,}00 + 21{,}00)\ \frac{0{,}22}{1{,}00} = \text{chg. } 25{,}62.$$

Peso uniformemente distribuito su 1 metro di ferro, staticamente equivalente al peso dei due anelli:

$\frac{1}{9{,}20} \times 2 \times 2 \times \frac{1}{6}\ 25{,}62 = \text{chg. } 1{,}85$		1,85
Imprevisti		2,15
Totale chg.		220,00

(1) A. CASTIGLIANO. — *Théorie de l'equilibre des systèmes élastiques et ses applications.* — A. F. Negro, Turin.

Momento flettente massimo prodotto dal carico. — Detto μ questo momento, e ritenuti i ferri come semplicemente appoggiati, sarà:

$$\mu = \frac{1}{8}\ 220{,}00 \times \overline{9{,}20}^2 = 2\,327\,600{,}00\,;$$

prendendo per unità il millimetro.

Momento di resistenza dei ferri. — Il momento d'inerzia della sezione sarà :

$$I = 54\,414\,000;$$

detta z la semialtezza, avremo il momento di resistenza:

$$\frac{I}{z} = \frac{54\,414\,000}{\frac{1}{2}\,250} = 435312.$$

Sforzo fibrario massimo sopportato dal ferro. — Detto R questo sforzo, sarà:

$$R = \mu\,\frac{z}{I} = \frac{2327600}{435312} = \text{chg. } 5{,}3 \text{ per mm}^2.$$

Conclusione. — Si sa che i ferri si fanno comunemente lavorare a chg. 8 e 10 per mm^2. Concluderemo pertanto che i ferri esaminati, non solo erano perfettamente stabili sotto il peso delle voltine di 0,11, ma lo sarebbero stati ancora per voltine di 0,22, oppure sorreggenti un peso d'intonaco triplo di quello impiegato. E si noti che non abbiamo tenuto conto dell'azione irrigidente della muratura sui ferri.

VERIFICA NELLA STABILITÀ DELLE VOLTINE.

Dati geometrici (fig. 1 e 2). — Corda m. 1,50 — Saetta m. 0,03 — Spessore m. 0,11.

Angolo al centro $2\Phi_0 = 2 \times 4°.34'.40''$ — Raggio m. 9,455.

Area della sezione Ω = mq. 0,11.

Momento d'inerzia I = 0,00111.

Carichi. — La voltina è di mattoni forati e non deve portare che il proprio peso come un soffitto a semplice copertura. Il peso totale per una striscia di m. 1,00 fu trovato già di chilogrammi 220,00 compreso il peso del ferro (chilogrammi 43,00) e quello di 5 cent. di intonaco (chg. 41,25), per cui detraendo il peso del ferro e quello di cm. 2 d'intonaco (per ridurre questo a cm. 3), rimangono in cifra tonda chg. 160,00 per ogni metro di lunghezza di voltina.

Denominazioni, formole generali e processo di calcolo. — Applicheremo il calcolo rigoroso secondo il metodo del *Castigliano* e ne riportiamo qui il principio direttivo che è il seguente:

« Un arco in muratura deve sempre essere riguardato come incastrato alle estremità, perchè esso, se è convenientemente studiato, come si deve sempre supporlo in un primo calcolo, la sua pressione sulle spalle deve esercitarsi per tutta l'ampiezza delle sezioni d'imposta.

« Se risulta dal calcolo, supponendo l'incastro, che vi è tensione in una parte dei giunti d'imposta, e se questa tensione non può aver luogo, sia perchè la vôlta sia stata costrutta senza malta, sia perchè la malta impiegata non presenti alcuna resistenza alla tensione, bisognerà ripigliare il calcolo supponendo le sezioni ridotte alle sole parti che, nel primo calcolo, figuravano compresse. Queste sezioni potranno essere corrette in un terzo calcolo, e così di seguito » (V. A. Castigliano, *Théorie de l'èquilibre des systèmes èlastiques et ses applications.* Étude du pont en pierre de taille construit sur le Doire à Turin, par l'ing. Ch. Mosca).

PRIMO CALCOLO.

(Fig. 2). — Avuto riguardo al piccolo angolo al centro ed allo spessore costante della vôlta, divideremo la semiarcata in due parti uguali : ciascuna sarà del peso di chg. 40, e le linee di azione dei pesi saranno quelle riportate in figura (fig. 2), dove sono anche annotate le lunghezze dei bracci di leva.

Segniamo con 0, 1, 2 le sezioni d'imposta, di mezzo di chiave della semiarcata. Diciamo M_0, P_0, Φ_0 il momento inflettente, la pressione normale e l'inclinazione alla verticale del giunto d'imposta; M_1, P_1, Φ_1; M_2, P_2, Φ_2 le quantità analoghe per le altre due sezioni; avremo l'espressione generale del lavoro di deformazione delle semiarcate :

$$L = \frac{1}{2E} l \frac{1}{3} \left\{ \frac{M^2_0 + 4 M^2_1 + M^2_2}{I} + \right.$$
$$\left. + \frac{P^2_0 + 4 P^2_1 + P_2}{\Omega} \right\},$$

dove E rappresenta il coefficiente d'elasticità del materiale (che non è necessario conoscere) ed *l* la lunghezza comune dei due tronchi in cui la vôlta fu divisa.

Dalla figura si possono rilevare i seguenti dati numerici :

$$\operatorname{sen} \Phi_0 = \frac{0,75}{9,455} = 0,079323;$$

$$\cos \Phi_0 = \frac{r = 0,03}{9,455} = 0,99682;$$

$$\operatorname{sen} \Phi_1 = \frac{0,375}{9,455} = 0,039661;$$

$$\cos \Phi_1 = \frac{r - 0,00755}{9,455} = 0,9992;$$

$$\operatorname{sen} \Phi_2 = 0 \quad ; \quad \cos \Phi_2 = 1,00.$$

Con questi elementi potremo scrivere le espressioni delle pressioni normali:

$$P_0 = 0,9968\, Q + 2 \times 40 \times 0,07932;$$
$$P_1 = 0,9992\, Q + 40 \times 0,03966.$$

Intanto avremo le seguenti espressioni dei momenti flettenti:

$$M_0 = M_2 - 0,03\, Q + 40\, (0,188 + 0,562)\, ;$$
$$M_1 = M_2 - 0,00755\, Q + 40 \times 0,188\, ;$$

dimodochè, passando ai quadrati e raccogliendo insieme i termini simili, avremo questa espressione generale del lavoro :

$$L = \frac{1}{2E} l \frac{1}{3} \left\{ 54054\, M^2_2 + 64,58\, Q^2 + . - \right.$$
$$\left. - 2 \times 540,54\, M\, Q + 2 \times 540540\, M - 2 \times 10047\, Q \right\}$$

e quest'espressione, per un noto principio, deve essere un minimo: vale a dire, le sue derivate rispetto a Q e ad M debbono essere mille: condizione codesta che ci fornisce le due relazioni :

$$54054\, M - 540,54 + 540540 = 0\, ,$$
$$- 540,54\, M + 64,58\, Q - 10047 = 0\, ;$$

dalle quali si ricava :

$$M = - \quad 9,216 \quad ; \quad Q = \text{chg. } 7843.$$

Eccentricità della curva dei centri di pressione provvisoria. — Il calcolo è stato fatto in base alla ipotesi provvisoria che la vôlta sia monolitica, mentre noi la supponiamo invece a giunti staccati, onde conviene proseguire nello studio del problema. Per questo incominciamo a vedere dove si troverebbe la curva dei centri di pressione nel caso provvisoriamente contemplato. Dette δ_0, δ_1, δ_2 le *eccentricità,* ossia le distanze dei centri di pressione dai centri di figura delle sezioni, osserviamo che tali eccentricità sono date dai rapporti dei momenti flettenti alle pressioni normali; cioè sarà:

$$\delta_0 = \frac{M_0}{P_0} \quad ; \quad \delta_1 = \frac{M_1}{P_1} \quad ; \quad \delta_2 = \frac{M}{Q}\, .$$

Ora, se noi sostituiamo nelle espressioni di M_0, M_1, P_0, P_1 i valori trovati di M e di Q, troviamo :

$$M_0 = + 18,43 \quad ; \quad P_0 = 84,29 \text{ chg. };$$
$$M_1 = - 2,228 \quad ; \quad P_1 = 7995 \text{ chg.};$$

per conseguenza sarà :

$$\delta_0 = + \text{ m. } 0,218 \quad ; \quad \delta_1 = - \text{ m. } 0,028$$
$$\delta_2 = - \text{ m. } 0,117.$$

Da questi risultati si vede subito che essendo $\frac{0,11}{6}$ la larghezza del sesto medio della vôlta al di qua ed al di là dell'asse, la curva dei centri di pressione esce dal terzo medio tanto alla chiave che all'imposta e per buona parte dell'arcata (fig. 2).

Nota. — Giova appena avvertire che per convenzione tacita fatta riguardo ai segni nello stabilire le formole generali dei valori di M_0 ed M_1, i valori positivi delle eccentricità trovate significano che la curva passa *sotto* all'asse, e quelli negativi significano che passa *sopra.*

L'esame della curva delle pressioni ci fa concludere che la vôlta sarà molto compressa alla chiave nell'estradosso e all'imposta nell'intradosso. Per conseguenza tenderà ad aprirsi alla chiave all'intradosso ed alle imposte ed all'estradosso; ciò che era facile da prevedere, avuto riguardo alla poca sua monta.

A questo punto la quistione si riduce a trovare se la malta usata nei giunti sia tale da resistere agli sforzi di trazione in essa provocati : caso già escluso di sua natura nel presente studio, attese le fenditure nella vôlta di cui si tratta ; oppure se rimanga nelle parti compresse delle sezioni tanta materia e così disposta, che possa resistere alle pressioni che si sviluppano in quelle parti.

Cerchiamo dapprima pertanto di delimitare le parti compresse o attive della vôlta, e poi passeremo alle pressioni.

Determinazione delle parti attive della vôlta. — Per questo incominciamo dal determinare dove si trovi l'asse neutro nelle sezioni 0, 1, 2, stando alla primitiva ipotesi della vôlta monolitica. L'asse neutro è quella linea parallela alle generatrici della vôlta nella quale le tensioni provocate dai momenti flettenti vengono elise dalle pressioni normali. Dette pertanto y_0, y_1, y_2 le distanze di tali assi per le sezioni 0, 1, 2, dai baricentri di queste, dovremo avere :

$$\frac{M_0}{I_0} y_0 - \frac{P_0}{\Omega} = 0 \quad ; \quad \frac{M}{I} y_1 - \frac{P_1}{\Omega} = 0\, ;$$
$$\frac{M_2}{I} y_2 - \frac{Q}{\Omega} = 0\, ;$$

dalle quali relazioni si ricavano le distanze:

$$y_0 = + \text{ m. } 0,0045;$$
$$y_1 = - \text{ m. } 0,0358;$$
$$y_2 = - \text{ m. } 0,0081.$$

Concluderemo che le parti attive della vôlta si ridurrebbero :

per la sezione 0 a :

$$\frac{1}{2}\, 0,110 - 0,0045 = \text{millim. } 50,5 \text{ (intradosso)}$$

per la sezione 1 a :

$$\frac{1}{2}\, 0,110 + 0,036 = \text{millim. } 91,0 \text{ (estradosso)}$$

per la sezione 2 a :

$$\frac{1}{2}\, 0,110 - 0,008 = \text{millim. } 47,0 \text{ (estradosso).}$$

Nota. — Per sapere da quale parte si trovano codeste parti o attive o compresse, basta osservare che è sempre da quella della curva delle pressioni.

Per conseguenza, congiungendo con linee continue gli estremi delle parti attive nelle tre sezioni 0, 1, 2, diremo che la parte attiva della vôlta si riduce a quella segnata in figura, salvo a verificare, ben inteso, se anche questa non debba alla sua volta venire ancora limitata.

SECONDO CALCOLO.

(Fig. 3). — Avuto riguardo alle differenze grandi che presentano le sezioni della parte attiva dell'arcata nelle nuove condizioni in cui la dobbiamo studiare, sarà bene, per esattezza maggiore, non considerare più soltanto le sezioni estreme e quella di mezzo della semiarcata. Tracciato pertanto l'asse o luogo dei centri delle sezioni nelle nuove condizioni di studio di questa, lo divideremo in sei parti uguali, condurremo le sezioni normali pei punti di divisione le quali individueremo coi numeri 0, 1, 2... 6; per ognuna di tali sezioni desumeremo dalla figura l'inclinazione Φ alla verticale, l'area Ω e calcoleremo il momento d'inerzia I. Fatte le quali operazioni preliminari, troviamo i seguenti nuovi

Dati geometrici :

Sez. 0 . . . $\Omega_0 = \text{m. } 0,050;$

$$I_0 = \frac{1}{96000} \quad \operatorname{sen} \Omega_0 = 0,196 \quad \cos \Phi_0 = 0,980\, ;$$

Sez. 1 . . . $\Omega_1 = \text{m. } 0,077;$

$$I_1 = \frac{1}{26315} \quad \operatorname{sen} \Omega_1 = 0,170 \quad \cos \Phi_1 = 0,985;$$

Sez. 2 . . . $\Omega_2 = \text{m. } 0,100;$

$$I_2 = \frac{1}{12000} \quad \operatorname{sen} \Omega_2 = 0,136 \quad \cos \Omega_2 = 0,990\, ;$$

Sez. 3 . . . $\Omega_3 = \text{m. } 0,091;$

$$I_3 = \frac{1}{14000} \quad \operatorname{sen} \Phi_3 = 0,119 \quad \cos \Phi_3 = 0,993;$$

Sez. 4 . . . $\Omega_4 = \text{m. } 0,075;$

$$I_4 = \frac{1}{28843} \quad \operatorname{sen} \Phi_4 = 0,101 \quad \cos \Phi_4 = 0,995;$$

Sez. 5 . . . $\Omega_5 = \text{m. } 0,057;$

$$I_5 = \frac{1}{64865} \quad \operatorname{sen} \Omega_5 = 0,064 \quad \cos \Phi_5 = 0,998;$$

Sez. 6 . . . $\Omega_6 = \text{m. } 0,047;$

$$I_6 = \frac{1}{117648} \quad \operatorname{sen} \Phi_6 = 0,000 \quad \cos \Phi_6 = 1,00.$$

Carichi. — Evidentemente i carichi della voltina saranno quelli di prima, i quali verranno nel loro totale divisi in sei parti uguali, ciascuna delle quali varrà :

$$\pi = \frac{80,00}{6} = \text{chg. } 13,333.$$

Le linee d'azione di tali pesi saranno quelle segnate in figura, nella quale sono anche scritte le lunghezze dei bracci di leva rispetto alla chiave.

Denominazioni e formole generali. — Chiamando M_0, M_1, M_2 . . . M i momenti di tutte le forze agenti sulle varie sezioni, P_0, P_1, P_2 . . . Φ le pressioni normali da quelle provocate su queste, avremo le espressioni generali :

a)
$$M_0 = M - 0,0915\ Q + 2,263\,\pi;$$
$$M_1 = M - 0,068\ \ Q + 1,578\,\pi;$$
$$M_2 = M - 0,047\ \ Q + 1,000\,\pi;$$
$$M_3 = M - 0,029\ \ Q + 0,567\,\pi;$$
$$M_4 = M - 0,016\ \ Q + 0,251\,\pi;$$
$$M_5 = M - 0,006\ \ Q + 0,063\,\pi;$$
$$M_6 = M.$$

b)
$$P_0 = 0,980\ Q + 0,196\ \pi;$$
$$P_1 = 0,985\ Q + 0,170\,\pi;$$
$$P_2 = 0,990\ Q + 0,136\,\pi;$$
$$P_3 = 0,993Q + 0,119\ \ \pi;$$
$$P_4 = 0,995Q + 0,101\ \ \pi;$$
$$P_5 = 0,998\ Q + 0,064\,\pi;$$
$$P_6 = 1,00\ Q.$$

e l'espressione generale del lavoro di deformazione delle semiarcate si potrà scrivere come segue :

$$L = \frac{1}{2E}\, l\, \frac{1}{3} \left\{ \frac{M^2_0}{I_0} + 4\frac{M^2_1}{I_1} + 2\frac{M^2_2}{I_2} + \right.$$
$$+ 4\frac{M^2_3}{I_3} + 2\frac{M^2_4}{I_4} + 4\frac{M^2_5}{I_5} + \frac{M^2_6}{I_6} + \frac{P^2_0}{\Omega_0} +$$
$$+ 4\frac{P^2_1}{\Omega_1} + 2\frac{P^2_2}{\Omega_2} + 4\frac{P^2_3}{\Omega_3} + 2\frac{P^2_4}{\Omega_4} +$$
$$\left. + 4\frac{P^2_5}{\Omega_5} + \frac{P^2_6}{\Omega_6} \right\}$$

dove *l* è la lunghezza comune dei tronchi.

Elevando al quadrato i valori dei momenti e delle pressioni normali dati dalle espressioni generali *a) b)* ed eseguendo le operazioni indicate nella espressione di L, troviamo :

$$L = \ldots \{715614\ \ M^2 + 1664,83\ Q^2 + \ldots - 2 \times 21226\ MQ + 2 \times 469162\ M\pi - 2 \times 43606\ Q\pi\}.$$

Eguagliando a zero le derivate di L rispetto ad M e Q, troviamo le equazioni :

$$715614\ M - 21226\ Q + 469162\,\pi = 0\,;$$
$$-\,21226\ M + 1664,83\ Q - 43606\,\pi = 0\,;$$

le quali ci forniscono :

$$Q = 28,662\ \ \pi\ \ ; \qquad M = +\ 0,1928\,\pi.$$

In seguito a ciò, sostituendo questi valori nelle espressioni generali dei momenti e delle pressioni normali, troviamo:

Sezioni :	Momento flett. :	Press. norm. :
0	$-0,186\pi$	$29,264\pi$
1	$-0,178\pi$	$29,082\pi$
2	$-0,149\pi$	$28,919\pi$
3	$-0,071\pi$	$28,818\pi$
4	$-0,014\pi$	$28,720\pi$
5	$+0,084\pi$	$28,668\pi$
6	$+0,193\pi$	$28,662\pi$

Eccentricità della nuova curva delle pressioni. — Calcolando, come abbiamo fatto nel caso precedente, le distanze dei centri delle pressioni dai centri delle sezioni, si ottengono questi valori dalle eccentricità :

$$\delta_0 = -\text{m. } 0,0063\ \ ;\ \ \delta_1 = -\text{m. } 0,0061$$
$$\delta_2 = -\text{m. } 0,0051\ \ ;\ \ \delta_3 = -\text{m. } 0,0024$$
$$\delta_4 = -\text{m. } 0,0005\ \ ;\ \ \delta_5 = +\text{m. } 0,0029$$
$$\delta_6 = +\text{m. } 0,0067.$$

Paragonando queste distanze colle larghezze delle sezioni, si vede che in nessun luogo la curva dei centri di pressione esce dal terzo medio; per conseguenza possiamo arrestarci qui per ciò che si riferisce alla determinazione della parte attiva della vôlta.

Sforzo fibrario massimo. — Rimane ora a sapere quale sezione della parte attiva risulti maggiormente affaticata e quale sia lo sforzo massimo che sopporta. Ora la più affaticata è quella di chiave dove abbiamo la massima eccentricità, mentre dappertutto le pressioni normali hanno prossimamente egual valore, e lo sforzo fibrario massimo sopportato da codesta sezione è dato da :

$$\text{max. R} = \frac{P_6}{\Omega_6} + M_6\frac{Z}{I_6} = \frac{28,662}{0,05}\,\pi +$$
$$+\ 0,193\,\frac{\frac{1}{2}\,0,05}{\frac{1}{96000}}\,\pi = 1036,44\,\pi \text{ per mq.}$$

Ricordando ora che π=chg. 13,333, avremoche max. R = chg. 13818 per mq.

Quindi è che se il mattone fosse pieno (nel qual caso il carico di sicurezza che si potrebbe adottare, avuto riguardo alla bontà della terra dei laterizi di Voghera, sarebbe di 75000 chg. per mq.), il carico massimo che abbiamo trovato svilupparsi sui mattoni non sarebbe che:

$$\frac{13818}{75000} = \frac{1}{5,45}\,.$$

di quello praticamente ammissibile, ossia $\frac{1}{54,5}$ di quello probabilmente capace di produrre la rottura.

Ma il mattone è forato, e bisogna tener conto di questa circostanza.

Importanza del mattone foralo sulla stabilità della voltino, (fig. 4). — Il Föppl, professore nella R. Università Tecnica di Monaco (Baviera), sperimentando sopra mattoni provenienti dalle fornaci di Cremona (cioè dello stesso bacino argillifero di Voghera), trovò che i mattoni di 0,30 X 0,15 X 0,06 a tre fori e coi setti prossimamente di mm. 7,5 si schiacchiavano sotto una pressione totale di chg. 3800; il che vuol dire che ognuno dei setti si schiacciava sotto la pressione media di :

$$\frac{3800}{0,75 \times 30 \times 4} = \text{chg. } 42 \text{ per cm}^2,$$

e perciò poteva farsi lavorare con tutta sicurezza a chg. 4,2 al cm^2.

Ora noi abbiamo trovato che la sezione maggiormente affaticata della voltina era quella di chiave, sulla quale agiva la pressione normale :

$$P_6 = 28,66\pi = \text{chg. } 382;$$

e che tale pressione risultante passava a mm. 6,7 dal centro della sezione ridotta, la quale è di mm. 47. Una tale pressione agirebbe indubbiamente sopra tutti i setti, in alcuni provocando pressioni in altri tensioni di resistenza, siccome suole avvenire nelle travi rigidamente connesse a più appoggi (alle condizioni statiche delle quali si possono paragonare le condizioni delle faccie premute del mattone per rispetto ai setti che le congiungono) (fig. 5).

In nessun caso potrebbe accadere che tutta la pressione venga ad agire sopra un setto solo, ciò che implica la condizione che in luogo di una risultante di forze distribuite su una superficie, si abbia una forza unica e agente sul setto sottostante alla superficie stessa : circostanza codesta che al più potrebbe considerarsi come un caso limite e non realizzabile, che potrebbe servire a determinare lo sforzo massimo limite e non realizzabile cui potrebbe supporsi soggetto uno dei setti.

Or bene, ammesso un tal caso limite, il setto considerato non avrebbe che da sopportare una pressione di :

$$\text{chg. } \frac{382}{100} = \text{chg. } 3,82$$

per centimetro quadrato; vale a dire sempre ancora minore di chg. 4,2, cioè di $^1/_{10}$ di quella trovata dal prof. Föppl per la rottura degli esperimentati mattoni di Cremona.

Si potrebbe forse obbiettare che i mattoni di Voghera sembrano alquanto meno resistenti di quelli di Cremona, ma bisognerebbe anche tener calcolo che gli spessori dei setti sarebbero alquanto maggiori.

Conclusione. — In vista di tutto quanto ho esposto fin qui, rimane in me la convinzione che non solo le voltine di cui è caso furono bene progettate; ma anche coi difetti d'esecuzione riscontrati, dei quali non è imputabile, a mio modo di vedere, l'Autore e Direttore dei lavori, e delle lesioni o fenditure nei giunti delle malte, dovute forse a terremoti, esse non presentavano alcun pericolo di cadere, essendochè i mattoni si giustaposero fra loro in condizioni d'equilibrio più stabile di prima; e tale che quelli divennero capaci di resistere nelle parti rimaste attive a dei carichi uguali almeno 10 volte quelli ai quali andarono effettivamente soggetti. Al più sarebbe stato il caso di suggellare le fenditure con cemento puro.

Nelle scienze applicate abbiamo continuamente bisogno di affinare il nostro senso della misura, istituendo continui paralleli tra ciò che si fa e ciò che la Scienza insegna, e dobbiamo sempre colla stessa serenità di spirito esaminare il pro e contro del vecchio e del nuovo. Qui sta il segreto per frenare e le ingiustificate audacie e gl'ingiustificati timori e far fruire alla pratica dei benefizi del progresso vero. Sotto questo aspetto mi è parso interessante il caso della stabilità dei solai dell'Ospedale d'Alessandria e mi sono fatto lecito di intrattenerne i colleghi.

Torino, 6 dicembre 1899.

Ing. G. G. FERRIA.