

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

ARCHI ELASTICI CONTINUI
CON CERNIERE ALLE IMPOSTE
SU PILE ELASTICHE

(Continuazione)

§ 11. — Il carico sollecitante il sistema si compone del peso permanente e dell'accidentale. Il carico permanente, per sua natura, esiste sempre, e carica in modo continuo arcate e pile; indichiamo con p la sua intensità per unità corrente di corda, supponendo p una costante, alla quale ipotesi ci si avvicina nella pratica facendo i timpani forati in prossimità alle imposte.

Il carico accidentale, invece, può assumere tutte le posizioni, e conviene ricercar quelle che producono gli effetti più svantaggiosi. In modo analogo a quanto comunemente si pratica nelle travi continue, si ammetterà che ogni arcata sia completamente carica o completamente scarica di carico accidentale, la cui intensità si assume in ragione di q Cg. per ogni unità corrente di corda. Tale limitazione nel modo di agire del carico accidentale è sufficiente nella pratica, data la improbabilità che il carico stesso possa prendere quelle disposizioni di arcate cariche alternate con arcate scariche, quali risultano da tutte le combinazioni che si possono fare.

Il carico permanente, insistendo su tutte le arcate, origina in ciascheduna di esse delle spinte, che dinoteremo con α .

Se si fa l'ipotesi che anche il carico accidentale occupi tutto il ponte, si avranno altre spinte che indicheremo con β ; e giova rammentare che le spinte α e β sono precisamente le stesse che si avrebbero negli stessi archi caricati negli stessi modi, ma su cerniere fisse di estremità anziché su cerniere collocate alle sommità di pile elastiche (vedi § precedente).

Per il principio della sovrapposizione degli effetti, a ponte completamente carico di permanente e di accidentale, si avranno nelle varie arcate spinte di intensità $\alpha + \beta$.

Ma se il permanente pur insistendo da un capo all'altro della costruzione, si ha all'opposto l'accidentale che sta soltanto su alcune delle arcate del sistema, da quanto si è dimostrato nel paragrafo precedente, risulta chiaro che le spinte a cui vanno soggette le varie arcate, pur potendo essere tutte differenti fra di loro, saranno tuttavia maggiori di α e minori di $\alpha + \beta$, per cui α ne è il limite minore ed $\alpha + \beta$ il maggiore. E più particolarmente: delle arcate del sistema elastico, quelle che sono cariche solo del permanente avranno una spinta maggiore di α o tutt'almeno uguale ad α ; quelle che oltre il permanente, hanno anche l'accidentale, saranno soggette ad una spinta minore di $(\alpha + \beta)$ o tutto al più uguale ad $(\alpha + \beta)$.

§ 12. — È opportuno ora il far vedere quali vantaggi si possono conseguire da un ponte costituito da archi elastici su pile elastiche, a confronto del comune tipo di archi elastici su pile rigide; ed in qual misura possono essere tali vantaggi.

D'ora in avanti considereremo sempre archi la cui fibra media sia una parabola, e siccome si è visto che la spinta può variare entro i limiti α ed $\alpha + \beta$, allo scopo di determinare quali sono le condizioni più svantaggiose di caricamento, piglieremo per ora in considerazione una sola delle arcate del sistema elastico, carica di un peso uniformemente distribuito k su tutta la lunghezza della corda, e soggetta a spinta di intensità variabile, che indicheremo con v .

Il momento inflettente generico è dato da:

$$M = \frac{k}{2} x(c-x) - vy,$$

e poichè per la forma dell'asse dell'arco $y = \frac{4f}{c^2} x(c-x)$, ne viene:

$$M = \left(\frac{kc^2}{8f} - v \right) y,$$

dalla quale risulta la nota proprietà che per

$$v = \frac{kc^2}{8f} \quad M = 0$$

cioè, la funicolare delle forze sollecitanti coincide coll'asse dell'arco. Se è $v < \frac{kc^2}{8f}$ i momenti inflettenti in tutte le sezioni dell'arco sono positivi, se invece è $v > \frac{kc^2}{8f}$, i momenti sono tutti negativi.

Detto:

I il momento di inerzia ed

Ω l'area della sezione retta, che supporremo simmetrica rapporto all'asse neutro;

d la distanza delle fibre più cimentate dallo stesso asse;

R lo sforzo per unità quadrata delle fibre maggiormente compresse o stirate;

M il momento inflettente;

N lo sforzo normale;

si sa che:

$$R = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{Md}{I},$$

nella quale, per avere il maggior valore di R , allo sforzo unitario di compressione $\frac{N}{\Omega}$ è aritmeticamente da sommare lo sforzo unitario massimo di compressione $\frac{Md}{I}$ dovuto al

momento inflettente. Se quindi M è positivo, e lo indichiamo con M_p , si avrà:

$$R = \frac{N}{\Omega} + M_p \frac{d}{I};$$

se all'opposto sarà M negativo, e lo indichiamo con M_n , dovremo fare:

$$R = \frac{N}{\Omega} - M_n \frac{d}{I}.$$

Queste due espressioni si possono anche scrivere sotto la forma:

$$\Omega = \frac{1}{R} \left(N + M_p \frac{\Omega d}{I} \right) \quad \Omega = \frac{1}{R} \left(N - M_n \frac{\Omega d}{I} \right)$$

nelle quali $\frac{I}{\Omega d}$ rappresenta il raggio vettore ρ del contorno del nocciolo di inerzia, riferito al centro di figura, mano mano che il piano di sollecitazione va girando attorno al baricentro.

Indicando con:

ds un elemento infinitesimo dell'asse dell'arcata, e con

dW il volume corrispondente della stessa, compresa fra due sezioni rette di estremità, sarà:

$$dW = \Omega ds \quad \text{e} \quad W = \int_0^s \Omega ds$$

nella quale l'integrale va esteso a tutti gli elementi dell'asse dell'arco. Si ha ancora:

$$W_p = \frac{1}{R} \int_0^s \left\{ N + M_p \frac{\Omega d}{I} \right\} ds$$

se tutti i momenti inflettenti sono positivi, quando cioè:

$$v = v_p < \frac{k c^2}{8f}$$

e

$$W_n = \frac{1}{R} \int_0^s \left\{ N - M_n \frac{\Omega d}{I} \right\} ds$$

se tutti i momenti inflettenti sono negativi, cioè per:

$$v = v_n > \frac{k c^2}{8f}.$$

Nell'arcata che noi abbiamo presa in considerazione, cioè caricata per tutta la lunghezza dal peso k uniformemente distribuito, e soggetta ad una spinta di intensità variabile v , è:

$$N = \frac{k}{2} (c - 2x) \frac{dy}{ds} + v \frac{dx}{ds} \quad M = \left(\frac{k c^2}{8f} - v \right) y$$

e sostituendo:

$$W_p = \frac{1}{R} \left[\frac{2}{3} f k c + v_p \cdot c + \left(\frac{k c^2}{8f} - v_p \right) \int_0^s \frac{\Omega d}{I} y ds \right]$$

$$W_n = \frac{1}{R} \left[\frac{2}{3} f k c + v_n \cdot c - \left(\frac{k c^2}{8f} - v_n \right) \int_0^s \frac{\Omega d}{I} y ds \right]$$

Negli archi metallici, di solito la sezione retta si assume a doppio T, per la quale forma, detta a l'altezza del ferro, il termine $\frac{\Omega d}{I}$ oscilla attorno al valore $\frac{3,15}{a}$. Così, tutti

i ferri massicci secondo il tipo normale proposto per le ferriere tedesche (vedi *Manuale* del Colombo), dal tipo n. 8 al n. 50, cioè dall'altezza di 80 mm. a 500 mm., $\frac{\Omega d}{I}$ resta

sempre compreso fra $\frac{3,10}{a}$ e $\frac{3,26}{a}$. Solo per le travi composte di altezza piuttosto rilevante, a seconda della loro composizione, le oscillazioni attorno al valore $\frac{3,15}{a}$ si fanno un

pochino più ampie, perchè i rapporti fra le varie dimensioni vengono alterati; se la tavoletta tende a scomparire, il coefficiente di $\frac{1}{a}$ aumenta lentamente, se essa tende a farsi più

spessa, il coefficiente diminuisce. In una ricerca di prima approssimazione è quindi lecito di ammettere $\frac{\Omega d}{I} = \frac{3,15}{a}$,

anzi, similmente a quanto si pratica nelle travi continue, potremo supporre tutto il sistema di arcate elastiche, e quindi anche questa speciale che stiamo considerando, di sezione

uniforme, conchè $\frac{\Omega d}{I} = \frac{3,15}{a} = \text{costante}$. Di più ammetteremo che gli archi del sistema sieno talmente ribassati $\left(\frac{f}{c} < \frac{1}{10} \right)$ che a ds si possa sostituire dx ; ricordando

allora, come nella pratica l'altezza a dell'arco si prenda circa la cinquantesima parte della corda c . Ciò posto si ha:

$$W_p = \frac{c}{R} (13,191 k c - 9,5 v_p)$$

$$W_n = \frac{c}{R} (11,5 v_n - 13,059 k c)$$

dalle quali risulta che tutte le volte in cui l'arcata è soggetta ad una spinta $v_p < \frac{k c^2}{8f}$, col diminuire l'intensità della spinta v_p aumenta il volume W_p dell'arcata, e viceversa, se l'arcata è soggetta ad una spinta $v_n > \frac{k c^2}{8f}$, tanto più grande diventa v_n e tanto maggiore diventa il volume W_n dell'arcata, dunque il minimo volume dell'arcata si ha sotto l'intensità della spinta $v = \frac{k c^2}{8f}$, per la quale tutti i momenti inflettenti diventano nulli.

Ciò stabilito, ritorniamo al sistema di arcate elastiche su pile elastiche.

Si è fatto vedere che qualunque sia il caricamento, le spinte delle singole arcate potranno variare fra i limiti α ed $\alpha + \beta$.

Le spinte α , che corrispondono al caso del ponte gravato semplicemente dal peso permanente distribuito uniformemente dell'intensità di p kg. al metro corrente prendono la forma (Ved. § 10):

$$\alpha = \frac{E}{A + D} = \gamma \frac{p c^2}{8f}$$

dove;

$$\gamma = \frac{\int_0^c \frac{y^2 ds}{I} - \int_0^c \frac{ds}{\Omega} \left(\frac{dy}{ds} \right)^2}{\int_0^c \frac{y^2 ds}{I} + \int_0^c \frac{ds}{\Omega} \left(\frac{dx}{ds} \right)^2}$$

In modo analogo la spinta $(\alpha + \beta)$, per l'azione cumulativa del carico permanente p e dell'accidentale q uniformemente distribuiti per unità corrente di ponte, sarà data da:

$$\alpha + \beta = \gamma \frac{(p + q) c^2}{8 f},$$

nelle quali il coefficiente γ è evidentemente inferiore all'unità. Continuando nelle ipotesi fatte precedentemente, esso assume il valore 0,9876, per cui:

$$\alpha = 0,9876 \frac{p c^2}{8 f} \quad (\alpha + \beta) = 0,9876 \frac{(p + q) c^2}{8 f}.$$

Se dunque, come si è fatto vedere, il volume delle arcate scariche soggette a spinte variabili fra α ed $\alpha + \beta$ passa per un valore minimo sotto la spinta $\frac{p c^2}{8 f}$, è chiaro che esse domanderanno il volume massimo o per la spinta $\alpha = 0,9876 \frac{p c^2}{8 f}$ o per la più grande fra tutte le spinte che sono maggiori di $\frac{p c^2}{8 f}$; e poichè $\gamma = 0,9876$ è molto prossimo all'unità, e d'altra parte sarebbe contrario al sistema il progettare delle pile a grande momento di inerzia, si può inferire che in tutti i casi della pratica il massimo volume sarà domandato dalla maggior spinta. Per le arcate cariche, invece, il minimo volume si ha sotto la spinta $\frac{(p + q) c^2}{8 f}$, ma poichè tutte le spinte possibili, comprese fra α ed $(\alpha + \beta)$ sono più piccole di questa, è evidente che il massimo volume lo si avrà sotto la minima spinta.

Queste semplicissime conclusioni ci dispensano dal dover prendere in esame tutte le possibili ipotesi di caricamento per determinare le condizioni più svantaggiose di cimento, poichè abbiamo visto che: le arcate domandano il massimo di volume: a) se sono scariche sotto la massima spinta, ed il loro volume va computato secondo l'espressione W_n del § 12; b) se sono cariche sotto la spinta minima, ed il loro volume sarà dato dalla W_p dello stesso § 12.

§ 13. — Il carico permanente uniformemente distribuito su tutto il ponte, sollecita in modo continuo arcate e pile, esso origina spinte tutte uguali fra di loro, che indicheremo con t , il cui valore è dato da:

$$t = \gamma \frac{p c^2}{8 f}.$$

Al carico accidentale conviene assegnare le posizioni più svantaggiose. Considerato per sè stesso, cioè indipendentemente dal permanente, si possono fare le ipotesi seguenti:

1° Cariche le arcate laterali (Vedi fig. 4).

Colla sovrapposizione degli effetti si trova:

$$a = \gamma \frac{q c^2}{8 f} \frac{(A + B + D) (A + 2 B + D)}{(A + B + D) (A + 3 B + D)}$$

$$b = \gamma \frac{q c^2}{8 f} \frac{2 B (A + B + D)}{(A + B + D) (A + 3 B + D)};$$

2° Carica l'arcata di mezzo (Vedi fig. 5):

$$f = \frac{\gamma q c^2}{8 f} \frac{(A + B + D) B}{(A + B + D) (A + 3 B + D)}$$

$$e = \frac{\gamma q c^2}{8 f} \frac{(A + B + D)^2}{(A + B + D) (A + 3 B + D)};$$

3° Cariche due arcate successive (Vedi fig. 6):

$$g = \gamma \frac{q c^2}{8 f} \frac{(A + B + D) (A + 3 B + D) - B^2}{(A + B + D) (A + 3 B + D)}$$

$$h = \gamma \frac{q c^2}{8 f} \frac{(A + B + D) (A + 2 B + D)}{(A + B + D) (A + 3 B + D)}$$

$$l = \gamma \frac{q c^2}{8 f} \frac{(A + 2 B + D) B}{(A + B + D) (A + 3 B + D)};$$

4° Carica una delle arcate laterali (Vedi fig. 7):

$$m = \gamma \frac{q c^2}{8 f} \frac{(A + B + D) (A + 2 B + D) - B^2}{(A + B + D) (A + 3 B + D)}$$

$$n = \gamma \frac{q c^2}{8 f} \frac{(A + B + D) B}{(A + B + D) (A + 3 B + D)}$$

$$o = \gamma \frac{q c^2}{8 f} \frac{B^2}{(A + B + D) (A + 3 B + D)};$$

5° Cariche tutte le arcate (Vedi fig. 8):

$$s = \gamma \frac{q c^2}{8 f}.$$

Per avere la spinta complessiva del carico permanente e dell'accidentale, a tutte queste che si sono determinate per le ipotesi 1) 2) 3) 4) 5), basta aggiungere la t proveniente dal carico permanente e determinata prima.

Ed ora, per decidere delle posizioni più svantaggiose del carico, facciamo distinzione nelle arcate, in: cariche e scariche, laterali ed intermedie.

a) Arcate cariche:

1° Laterali.

Per il solo caricamento accidentale si hanno le spinte:

$$a, g, m, s,$$

per le quali è facile stabilire la relazione:

$$s > g > a > m.$$

Quindi, per le arcate estreme cariche, i massimi volumi si hanno nella ipotesi 4° sotto la spinta:

$$t + m = \gamma \frac{c^2}{8 f} \left[p + q \frac{(A + B + D) (A + 2 B + D) - B^2}{(A + B + D) (A + 3 B + D)} \right].$$

2° Arcata intermedia.

Per il carico accidentale, le spinte e, h, s danno luogo alla relazione:

$$s > h > e.$$

Dunque l'arcata centrale carica domanda il massimo volume per l'ipotesi 2° sotto la spinta:

$$t + e = \gamma \frac{c^2}{8 f} \left[p + q \frac{(A + B + D)^2}{(A + B + D) (A + 3 B + D)} \right].$$

b) Arcate scariche:

1° Laterali.

Pel carico accidentale si hanno le spinte e, l, o , per le quali:

$$l > e > o,$$

e perciò il massimo volume sarà richiesto quando la spinta complessiva sarà:

$$t + l = \gamma \frac{c^2}{8 f} \left[p + q \frac{(A + 2 B + D) B}{(A + B + D) (A + 3 B + D)} \right]$$

che si riferisce alla ipotesi 3°.

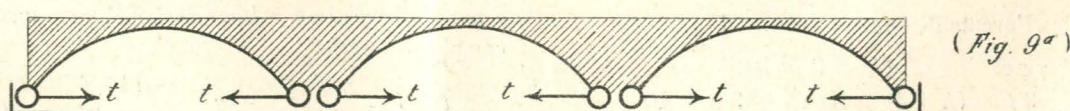
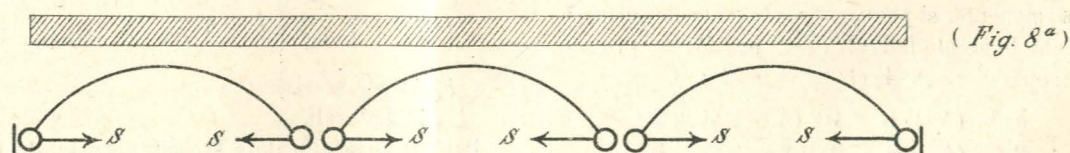
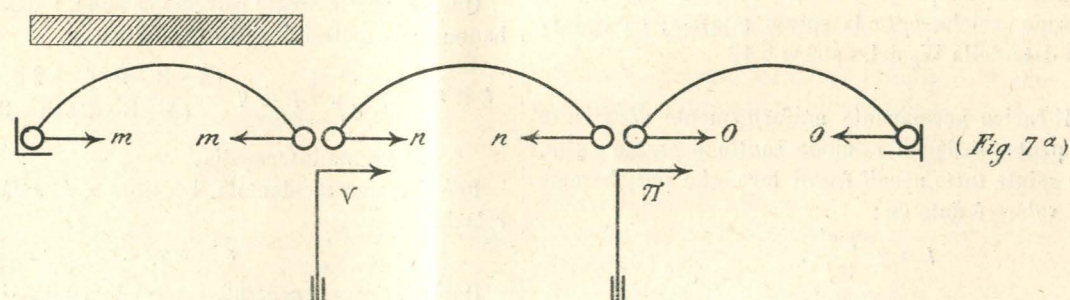
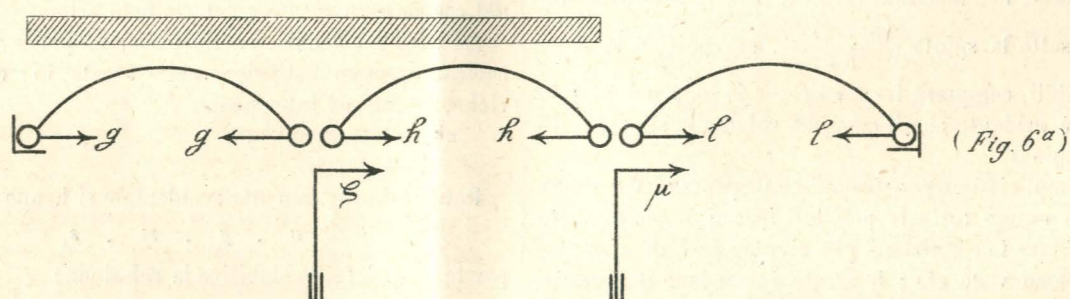
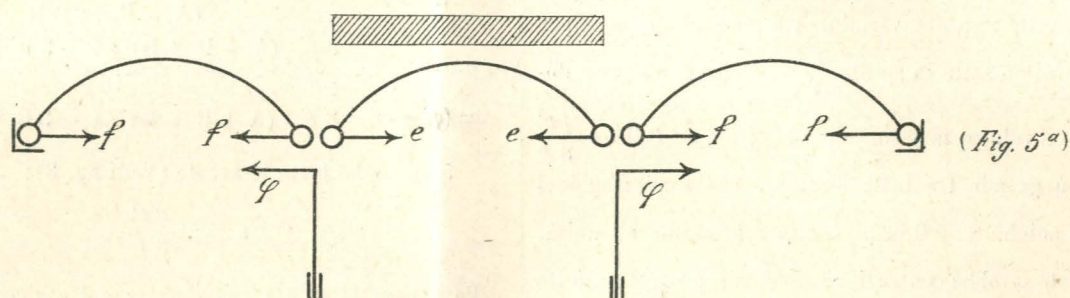
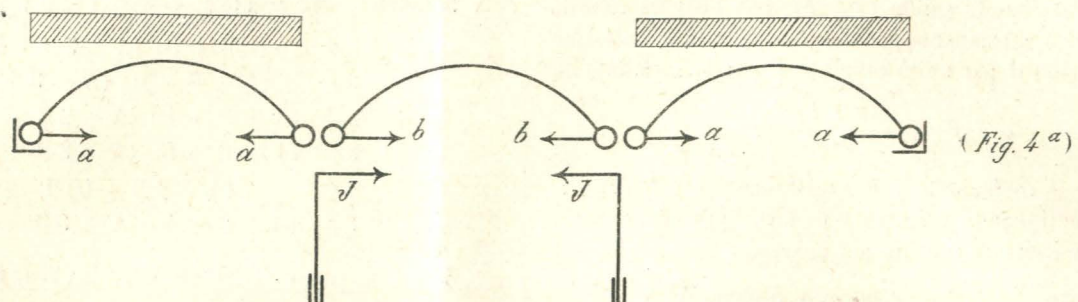


Fig. 23-28.

2° Arcata intermedia.

Si hanno le spinte b , n , e $b > n$.

Il massimo volume ha quindi luogo per la 1ª ipotesi sotto la spinta:

$$t + b = \gamma \frac{c^2}{8f} \left[p + q \frac{2B(A+B+D)}{(A+B+D)(A+3B+D)} \right].$$

§ 14. — Indicando rispettivamente con:

V_m V_e V_l V_b il volume delle arcate sotto l'azione del carico permanente e dell'accidentale, corrispondentemente alle ipotesi che danno per spinte m , e , l , b ;

N_m N_e N_l N_b le componenti normali;

M_m M_e M_l M_b i momenti inflettenti, sarà (§ 12):

$$V_m = \frac{1}{R} \int_0^c \left(N_m + M_m \frac{\Omega d}{I} \right) dx;$$

$$V_e = \frac{1}{R} \int_0^c \left(N_e + M_e \frac{\Omega d}{I} \right) dx;$$

$$V_l = \frac{1}{R} \int_0^c \left(N_l + M_l \frac{\Omega d}{I} \right) dx;$$

$$V_b = \frac{1}{R} \int_0^c \left(N_b + M_b \frac{\Omega d}{I} \right) dx,$$

nelle quali:

$$N_m = \frac{2f}{c^2} (p + q) (c - 2x)^2 + (t + m);$$

$$N_e = \frac{2f}{c^2} (p + q) (c - 2x)^2 + (t + e);$$

$$N_l = \frac{2f}{c^2} p (c - 2x)^2 + (t + l);$$

$$N_b = \frac{2f}{c^2} p (c - 2x)^2 + (t + b);$$

$$M_m = x(c - x) \left[\frac{p + q}{2} - \frac{4f}{c^2} (t + m) \right];$$

$$M_e = x(c - x) \left[\frac{p + q}{2} - \frac{4f}{c^2} (t + e) \right];$$

$$M_l = x(c - x) \left[\frac{p}{2} - \frac{4f}{c^2} (t + l) \right];$$

$$M_b = x(c - x) \left[\frac{p}{2} - \frac{4f}{c^2} (t + b) \right].$$

§ 15. — Veniamo ora alle pile, e determiniamo anzitutto i valori delle spinte orizzontali applicate alla loro sommità.

Il carico permanente agendo su tutte le arcate del sistema, produce attorno all'estremità superiore di ogni pila due spinte uguali ed opposte, che si elidono. Astruendo, per conseguenza, dal permanente, consideriamo per ora solo l'accidentale, e precisamente per le stesse ipotesi di caricamento del § 14.

Ipotesi 1ª (fig. 4):

$$\delta = (q_2 - q_1) - (s_2 - s_1) = \gamma \frac{c^2 q}{8f} \frac{(A+B+D)(A+D)}{(A+B+D)(A+3B+D)}.$$

Ipotesi 2ª (fig. 5):

$$\phi = r_2 - r_1 = \gamma \frac{q c^2}{8f} \frac{(A+B+D)(A+D)}{(A+B+D)(A+3B+D)}.$$

Ipotesi 3ª (fig. 6):

$$\zeta = (q_1 - q_2) - (r_2 - r_1) = \gamma \frac{q c^2}{8f} \frac{(A+D)B}{(A+B+D)(A+3B+D)};$$

$$\mu = (q_2 - q_3) + (s_2 - s_3) = \gamma \frac{q c^2}{8f} \frac{(A+D)(A+2B+D)}{(A+B+D)(A+3B+D)}.$$

Ipotesi 4ª (fig. 7):

$$\nu = (q_1 - q_2) = \gamma \frac{q c^2}{8f} \frac{(A+D)(A+2B+D)}{(A+B+D)(A+3B+D)};$$

$$\pi = (q_2 - q_3) = \gamma \frac{q c^2}{8f} \frac{(A+D)B}{(A+B+D)(A+3B+D)}.$$

È superfluo considerare la 5ª ipotesi, poichè sotto il carico accidentale esteso a tutto il ponte, le spinte attorno alla sommità delle pile si equilibrano.

Continuando a chiamare:

p il peso permanente delle arcate, per metro corrente di corda;

q il carico accidentale delle arcate, pure per metro corrente di corda;

k il peso permanente per metro corrente di pila, supposto costante, quantunque non sempre sia tale in pratica, poichè le alte pile sono generalmente più pesanti alla base di quello che lo siano alla sommità, si scorge che le pile, le quali sono sollecitate rispettivamente dalle spinte δ , ϕ , ζ , μ , ν , π , si trovano anche gravate in una sezione qualunque, distante z dall'estremo superiore, dai pesi seguenti:

$$(\delta) \quad pc + q \frac{c}{2} + kz = \frac{c}{2} (2p + q) + kz;$$

$$(\phi) \quad \frac{c}{2} (2p + q) + kz;$$

$$(\zeta) \quad \frac{c}{2} (2p + 2q) + kz;$$

$$(\mu) \quad \frac{c}{2} (2p + q) + kz;$$

$$(\nu) \quad \frac{c}{2} (2p + q) + kz;$$

$$(\pi) \quad cp + kz.$$

Sotto l'azione dello sforzo verticale, i casi (δ) (ϕ) (μ) (ν) si trovano nelle stesse condizioni; dunque sarà più svantaggiosa quella pila che è sollecitata dalla spinta maggiore. Dalle equazioni precedenti è facile dedurre:

$$\delta = \phi \quad \zeta = \pi \quad \mu = \nu$$

$$\mu > \delta > \zeta.$$

Quindi la sollecitazione maggiore delle pile nei casi (δ) (ϕ) (π) (ν) si ha sotto uno sforzo assiale di compressione:

$$N_1 = \frac{c}{2} (2p + q) + kz,$$

e sotto il momento inflettente :

$$M_1 = \frac{\gamma q c^2}{8f} \frac{(A+D)(A+2B+D)}{(A+B+D)(A+3B+D)} z.$$

Pel caso (ζ) lo sforzo assiale di compressione è :

$$N_2 = \frac{c}{2} (2p + 2q) + k z,$$

ed il momento inflettente :

$$M_2 = \gamma \frac{q c^2}{8f} \frac{(A+D)B}{(A+B+D)(A+3B+D)} z.$$

Finalmente pel caso (π) :

$$N_3 = c p + k z,$$

$$M_3 = \gamma \frac{q c^2}{8f} \frac{(A+D)B}{(A+B+D)(A+3B+D)} z.$$

Indicati rispettivamente con v_1, v_2, v_3 i volumi delle pile, si vede manifestamente che essendo $N_2 > N_3$, $M_2 = M_3$ sarà $v_2 > v_3$, interessa quindi trovare solo i volumi v_1 e v_2 .

Siccome si tratta di solidi in cui la lunghezza può essere prevalente sulle dimensioni della sezione trasversa, e tali solidi risultano caricati di punta dagli sforzi di compressione N_1 ed N_2 ; nella determinazione dei volumi sarà da tener conto della flessione-compressione, al quale effetto applicheremo la formula dello Schwarz; perciò indicato con :

R lo sforzo unitario alla compressione semplice;

R_o lo sforzo ridotto nella flessione-compressione;

ω l'area della sezione retta della pila;

i il suo minimo momento d'inerzia rispetto ad un asse neutro passante pel baricentro;

L la lunghezza teorica della pila;

h la sua altezza effettiva;

α un coefficiente dipendente dal materiale impiegato;

si ha :

$$R_o = \frac{R}{1 + \alpha \frac{\omega L^2}{i}},$$

nella quale essendo :

$$L = \frac{2}{3} h,$$

si ha ancora :

$$R_o = \frac{R}{1 + \frac{4\alpha}{9} \frac{\omega h^2}{i}}.$$

Ammettiamo che ciascheduna pila sia formata da colonne vuote a sezione circolare in numero uguale a quello delle armature costituenti il ponte ad archi. Detti e_1 ed e_2 rispettivamente i diametri esterno ed interno della colonna, è :

$$i = \frac{\pi}{64} (e_1^4 - e_2^4), \quad \omega = \frac{\pi}{4} (e_1^2 - e_2^2),$$

$$d = \frac{e_1}{2}, \quad \frac{\omega}{i} = \frac{16}{e_1^2 + e_2^2}.$$

Ponendo in questa espressione :

$$e_2 = \frac{8}{10} e_1, \quad e_2 = \frac{7}{10} e_1,$$

come comunemente si fa in pratica, si ottiene rispettivamente :

$$\frac{\omega}{i} = \frac{9,75}{e_1^2}, \quad \frac{\omega}{i} = \frac{10,73}{e_1^2},$$

il valore medio più frequente è :

$$\frac{\omega}{i} = \frac{10}{e_1^2},$$

ed i valori limiti si hanno per $e_2 = 0$ e per $e_2 = e_1$ che danno rispettivamente :

$$\frac{\omega}{i} = \frac{16}{e_1^2}, \quad \frac{\omega}{i} = \frac{8}{e_1^2}.$$

Lo sforzo ridotto R_o si riduce quindi :

$$R_o = \frac{R}{1 + \frac{4\alpha}{9} \times \frac{10 h^2}{e_1^2}}.$$

Ma il diametro esterno e_1 si assume di solito una certa frazione dell'altezza h , cioè $e_1 = \xi h$, dunque :

$$R_o = \frac{R}{1 + \frac{40}{9} \frac{\alpha}{\xi^2}}.$$

In luogo di ridurre lo sforzo unitario di compressione da R ad R_o , è invece più opportuno, per le ricerche ulteriori, di mantenere fermo codesto sforzo di compressione R e di aumentare adeguatamente invece lo sforzo cimentante N , così che l'area ω che è richiesta dallo sforzo aumentato o fittizio N_o in base al lavoro unitario R sia la stessa di quella che è domandata dallo sforzo reale N pel lavoro ridotto R_o :

$$\frac{N_o}{R} = \frac{N}{R_o}, \quad N_o = N \frac{R}{R_o} = N \left(1 + \frac{40}{9} \frac{\alpha}{\xi^2} \right) = N \theta,$$

dove :

$$\theta = 1 + \frac{40}{9} \frac{\alpha}{\xi^2}.$$

Ciò posto, il volume v_1 della pila sarà dato da :

$$v_1 = \frac{1}{R} \int_0^h d z \left(N_1 \theta + M_1 \frac{\omega d}{i} \right)$$

analogamente :

$$v_2 = \frac{1}{R} \int_0^h d z \left(N_2 \theta + M_2 \frac{\omega d}{i} \right).$$

Pel ferro è $\alpha = 0,0001$; quanto al rapporto fra il diametro e l'altezza della pila, generalmente si prende $\xi = \frac{1}{20}$ per cui :

$$\theta = 1 + \frac{40}{9} \frac{0,0001}{(0,05)^2} = 1,1777.$$

§ 16. — Ora che ci siamo procurati i valori di $V_m, V_l, V_c, V_b, v_1, v_2$, sostituiamo in luogo dei simboli contenuti nelle loro espressioni, i valori in funzione dei dati del problema.

Riducendo si ha :

$$\begin{aligned} \frac{V_m R}{e^3} &= (p+q) \left[\frac{2}{3} \frac{f}{e^2} + \frac{\Omega d}{12 I} \right] + \\ &+ \frac{\gamma}{8f} \left(1 - \frac{2}{3} f \frac{\Omega d}{I} \right) \left[p+q \frac{(A+B+D)(A+2B+D)-B^2}{(A+B+D)(A+3B+D)} \right] \\ \frac{V_c R}{e^3} &= (p+q) \left[\frac{2}{3} \frac{f}{e^2} + \frac{\Omega d}{12 I} \right] + \\ &+ \frac{\gamma}{8f} \left(1 - \frac{2}{3} f \frac{\Omega d}{I} \right) \left[p+q \frac{(A+B+D)^2}{(A+B+D)(A+3B+D)} \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{V_l R}{c^3} &= p \left[\frac{2}{3} \frac{f}{c^2} - \frac{\Omega d}{12 I} \right] + \\ &+ \frac{\gamma}{8 f} \left(1 + \frac{2}{3} f \frac{\Omega d}{I} \right) \left[p + q \frac{(A + 2 B + D) B}{(A + B + D)(A + 3 B + D)} \right] \\ \frac{V_b R}{c^3} &= p \left[\frac{2}{3} \frac{f}{c^2} - \frac{\Omega d}{12 I} \right] + \\ &+ \frac{\gamma}{8 f} \left(1 + \frac{2}{3} f \frac{\Omega d}{I} \right) \left[p + q \frac{2 B (A + B + D)}{(A + B + D)(A + 3 B + D)} \right] \\ \frac{2 v_1 R}{h} &= \theta c (2 p + q) + \theta k h + \\ &+ \gamma \frac{q c^2 h}{8 f} \frac{\omega d}{i} \frac{(A + D)(A + 2 B + D)}{(A + B + D)(A + 3 B + D)} \\ \frac{2 v_2 R}{h} &= 2 \theta c (p + q) + \theta k h + \\ &+ \gamma \frac{q c^2 h}{8 f} \frac{\omega d}{i} \frac{(A + D) B}{(A + B + D)(A + 3 B + D)} \end{aligned}$$

Dall'esame di questi risultati, possiamo stabilire intanto che:

$$V_m > V_e \quad V_b > V_l$$

Ma siccome i volumi V_m , V_l appartengono alle arcate laterali, e V_e , V_b a quella di mezzo, sarà necessario determinare ora sotto quali condizioni si avrà V_m maggiore o minore di V_l , e $V_e > 0 < V_b$.

Facciamo però $V_m - V_l$; si ha:

$$\begin{aligned} (V_m - V_l) \frac{R}{c^3} &= \frac{2}{3} \frac{f q}{c^2} + \frac{\Omega d}{12 I} (2 p + q - 2 \gamma p) + \\ &+ \frac{\gamma q}{8 f} \left[\frac{(A + 2 B + D)(A + D) - B^2}{(A + B + D)(A + 3 B + D)} - \frac{2 f \Omega d}{3 I} \right]; \end{aligned}$$

quindi se:

$$\begin{aligned} \frac{2}{3} \frac{f q}{c^2} + \frac{\Omega d}{12 I} (2 p + q - 2 \gamma p) + \\ + \frac{\gamma q}{8 f} \left[\frac{(A + 2 B + D)(A + D) - B^2}{(A + B + D)(A + 3 B + D)} - \frac{2 f \Omega d}{3 I} \right] > 0, \end{aligned}$$

allora è $V_m > V_l$, in caso opposto sarà $V_m < V_l$.

Analogamente facendo la differenza $V_e - V_b$ si trova che se:

$$\begin{aligned} \frac{2}{3} \frac{f q}{c^2} + \frac{\Omega d}{12 I} (2 p + q - 2 \gamma p) + \\ + \frac{\gamma q}{8 f} \left[\frac{(A - B + D)}{(A + 3 B + D)} - \frac{2 f \Omega d}{3 I} \right] > 0, \end{aligned}$$

allora è $V_e > V_b$ e viceversa.

Per le pile si ha pure che se:

$$\frac{c \gamma h}{8 f} \frac{(A + D)}{(A + 3 B + D)} > \theta \frac{i}{\omega d},$$

allora è $v_1 > v_2$, e viceversa.

Nel volume di tutto il materiale impiegato per la costruzione del ponte, facciamo astrazione dalle spalle, perchè anzitutto quasi sempre esse si costruiscono in muratura, poi, sia che si tratti di arcate su pile massiccie o su pile elastiche, le spalle si fanno sempre massiccie, ricevono quindi gli stessi sforzi, esigono per conseguenza la stessa quantità di mate-

riale, che perciò appunto è una costante. Il volume complessivo V delle tre arcate e delle due pile è espresso, a seconda dei casi, da una delle relazioni seguenti:

$$\begin{aligned} V &= 2 V_m + V_e + 2 v_1 & V &= 2 V_l + V_e + 2 v_1 \\ V &= 2 V_m + V_e + 2 v_2 & V &= 2 V_l + V_e + 2 v_2 \\ V &= 2 V_m + V_b + 2 v_1 & V &= 2 V_l + V_b + 2 v_1 \\ V &= 2 V_m + V_b + 2 v_2 & V &= 2 V_l + V_b + 2 v_2 \end{aligned}$$

perchè V_m e V_l appartengono alle arcate laterali, che sono due, mentre V_e o V_b rappresentano il volume dell'unica arcata centrale.

(Continua)

Ing. GIORDANO TOMASATTI.

RESISTENZA DEI MATERIALI

PROVE ALLA COMPRESSIONE

sulle murature di granito d'Alzo e gneiss di Borgone

In una delle ultime fasi per le quali passò la questione del Ponte Umberto I da erigersi sul Po a Torino, e precisamente quando era allo studio un ponte in pietra a tre luci con ardita arcata centrale, sorse in me il desiderio di effettuare qualche ricerca sperimentale su campioni di grandi dimensioni, per avere dei dati attendibili sulla resistenza effettiva allo schiacciamento delle murature in pietra, costruite con interposti strati di malta. Le quali ricerche, oltre a servire allo scopo speciale suddetto, avrebbero potuto anche fornire dei dati interessanti per la scienza delle costruzioni in generale, nelle sue applicazioni ai manufatti lapidei del nostro paese. Esperienze di tal genere, ed anzi più grandiose e numerose vennero già eseguite dalla *II Gewölbe Ausschuss* austriaca nel 1901.

Il Municipio di Torino, cui esposi questo progetto, lo accolse colla solita benevolenza, ed essendosi potuto ottenere il permesso dalla locale Direzione dell'Officina di Costruzioni dell'Arsenale militare, di servirsi all'uopo di una pressa idraulica della potenza di 2000 tonnellate, ed essendo stata messa a mia disposizione l'opera intelligente e premurosa dell'egregio ing. Vergnano dell'Ufficio Tecnico Municipale di Torino, fui in grado di effettuare il disegno con tutte quelle cure necessarie ad ottenere risultati attendibili.

Scopo della presente pubblicazione è di fare una breve relazione sul lavoro eseguito, e cioè sulla preparazione dei saggi, sulla taratura della pressa, sul modo di condurre le esperienze, sui risultati ottenuti; premettendo a tutto ciò i dovuti ringraziamenti al Municipio di Torino ed alle Autorità militari, che colle loro concessioni resero possibile il lavoro, e poi al sullodato ing. Vergnano per l'assistenza da lui prestata durante la preparazione dei saggi e l'esecuzione delle prove, nonchè ai miei Assistenti, ing. Casati e ing. Gamba, che pure presenziarono le prove.

*

Preparazione dei saggi. — Le prove si riferiscono a due qualità di pietra naturale: il granito d'Alzo ed il gneiss di Borgone. Con questi materiali furono preparati due serie di

saggi, una di moderate dimensioni, da sperimentarsi a scopo di controllo colla macchina universale da 100 tonnellate, esistente nel Laboratorio sperimentale per la prova dei materiali da costruzione annesso alla R. Scuola d'applicazione per gl'Ingegneri in Torino, l'altra di grandi dimensioni, da provarsi colla pressa idraulica sopra citata.

Ecco la distinta di tutti i saggi per ciascuno dei due materiali:

N. 3 cubi di cm. 6 di lato;

» 3 prismi di cm. $6 \times 6 \times 18$;

» 3 pilastri fabbricati con tre cubi di cm. 6 di lato, cementati insieme da due strati di malta di mm. 6 di spessore, composta di cemento a lenta presa di prima qualità e sabbia, nella dosatura di 1 : 1 in volume;

N. 3 pilastri formati di otto conci (fig. 29) disposti in quattro corsi; ciascun concio ha le dimensioni di centi-

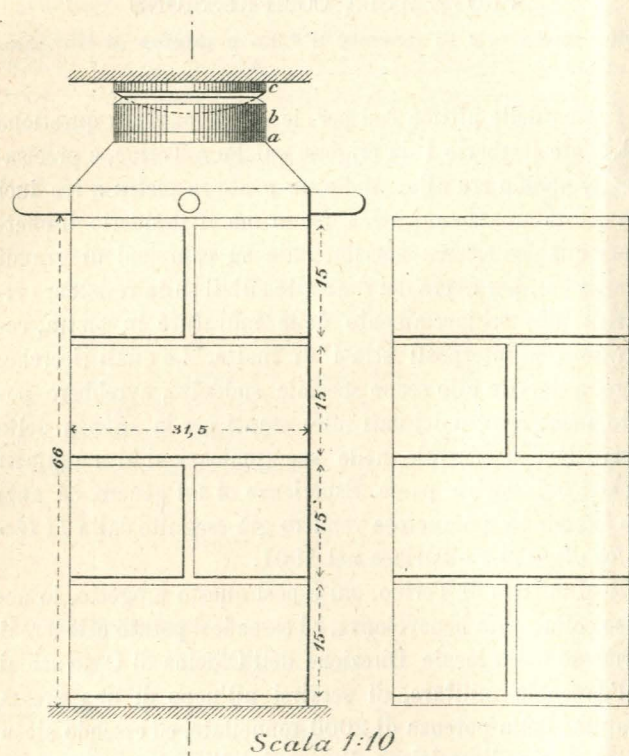


Fig. 29.

metri $15 \times 15 \times 31,5$; la dimensione maggiore è disposta orizzontalmente ed ha direzioni ortogonali in due corsi consecutivi. I conci sono cementati fra loro da strati di malta della qualità già descritta, aventi lo spessore di cm. $1 \div 1,5$. Le basi del pilastro sono spianate con strati di malta dello stesso spessore. Il pilastro ha le dimensioni di cm. $31,5 \times 31,5 \times 66$.

Numero complessivo dei saggi per i due materiali = 24.

*

I cubi, i prismi ed i pilastri avevano le basi non ricoperte da strati di malta, ma perfettamente piane e parallele, e contro di esse si esercitava direttamente la pressione dalle piastre della macchina, senza interposizione di alcuna sostanza. Per i grossi pilastri invece conveniva spianare le

basi con strati di malta, ed affinché esse risultassero perfettamente piane e parallele, procedei nel seguente modo alla loro preparazione. Un piatto in lamiera, della riquadratura del pilastro, e presentante quattro orecchie sporgenti, sollevate e traforate per poter permettere la presa ed il trasporto del pilastro ultimato, veniva posato sul banco di lavoro (servì a tale scopo il banco assolutamente rigido di una grande piastra fuori di servizio). Su questo piatto veniva steso un sottile strato di cemento a pronta presa, e su di esso si posava e si spianava bene una lastra di cristallo dello spessore costante di mm. 8 a faccie perfettamente piane, che veniva disposta orizzontalmente per mezzo di una sensibile livella a bolla d'aria. Ciò fatto, s'iniziava la costruzione del pilastro cominciando con uno strato di malta; terminata la posa degli otto conci, si stendeva sulla faccia superiore l'ultimo strato di malta, su cui si poggiava una piastra d'acciaio a faccie perfettamente piane e parallele. Premendo opportunamente su questa piastra nei vari suoi punti, finché la malta era molle, si riusciva a rendere, per mezzo della livella a bolla d'aria, perfettamente orizzontale la faccia superiore della piastra, con che si era sicuri che le due basi del pilastro erano perfettamente piane e parallele. Il pilastro così formato veniva mosso dal suo posto di fabbricazione soltanto all'epoca dell'esperienza, agganciandolo per le orecchie del piatto sottostante e trasportandolo per mezzo di gru e carrello fino alla pressa.

In grazia delle descritte disposizioni costruttive si poté constatare al momento delle prove il perfetto combaciamento delle piastre esercitanti la pressione colle basi dei pilastri.

*

Controllo della macchina e taratura della pressa. — Per avere la possibilità di istituire un confronto fra i risultati sperimentali che sarebbero stati forniti dalla pressa sui pilastri di grandi dimensioni, e quelli che sarebbero stati ottenuti sui saggi di moderate dimensioni per mezzo della macchina universale del mio Laboratorio, fu mia prima cura di eseguire un controllo della macchina suddetta, e di tarare la pressa, cercando la relazione che passa tra la pressione esercitata dal piatto della pressa sul saggio da sperimentarsi e la pressione interna contro la testa dello stantuffo, indicata in atmosfere dal manometro.

*

Controllo della macchina. — Sebbene già in varie circostanze avessi avuto la prova che l'indicazione degli sforzi esercitati dalla macchina in discorso era esatta, in grazia di prove comparative eseguite colla macchina del mio Laboratorio ed altre esistenti in altri Laboratori, e principalmente per la concordanza fra le deformazioni elastiche da me rilevate, per mezzo dello *Spiegelapparat* di *Bauschinger*, su di una provetta metallica controllo speditami dal *Klebe* di Monaco, costruttore del detto apparecchio, e quelle da lui osservate sulla stessa provetta, collo stesso apparecchio, operando colla macchina *Werder*, pure colsi volentieri l'occasione per eseguire un nuovo controllo col metodo dei *cru-shers*, o cilindretti di rame puro.

Come è noto, questo metodo consiste nel comprimere uno o più *crushers* sotto determinati sforzi e misurare per mezzo di un *palmer* all' $\frac{1}{100}$ mm. il rifollamento che in essi ne viene prodotto. Il rifollamento dei cilindretti di rame puro, accuratamente preparati, è così regolare e costante, che gli errori che possono commettersi nel valutare i corrispondenti sforzi non arrivano mai al $\pm 1\%$, errore tollerato in tutte le macchine per la prova dei materiali.

I *crushers* da me adoperati furono allestiti dalla Ditta J. Amsler-Laffon di Sciaffusa; essi erano di mm. 10 di diametro e mm. 15 di altezza, e ne era stato determinato dalla

Ditta suddetta il rifollamento sotto gli sforzi di 5, 10, 15 tonnellate. L'operazione viene così condotta: posto un solo cilindretto esattamente nel centro della piastra esercitante la pressione, si fa crescere quest'ultima fino a 5 tonnellate, e la si mantiene costante per circa mezzo minuto, poi si scarica e si misura la nuova altezza del cilindretto. Si ripete allo stesso modo l'operazione sullo stesso cilindretto, portando la pressione fino a 10¹, e poi ancora una volta elevando la pressione fino a 15 tonn.

Ora ecco i risultati avuti dalla Ditta Amsler e quelli ottenuti colla macchina del mio Laboratorio:

Cilindretti di mm. 10 di diametro e mm. 15 di altezza.

Pressione t.	Esperienze eseguite colla macchina della Scuola							Rifollamento medio ottenuto dalla Ditta Amsler mm.
	1		2		3		Rifollamento medio mm.	
	Altezza mm.	Rifollamento mm.	Altezza mm.	Rifollamento mm.	Altezza mm.	Rifollamento mm.		
0	15,06	0	15,06	0	15,06	0	0	0
5	8,38	6,68	8,43	6,63	8,47	6,59	6,63	6,62
10	5,01	10,05	5,01	10,05	5,01	10,05	10,05	10,01
15	3,70	11,36	3,72	11,34	3,70	11,36	11,35	11,35

Taratura della pressa. — Allo scopo poi di tarare la pressa dell'Arsenale militare, ritenni di poter procedere più rapidamente nel seguente modo, senza togliere i *crushers* dalla pressa ad ogni sosta di esperienza. Sperimentando da prima colla macchina del mio Laboratorio, ma impiegando le stesse piastre di acciaio che avrebbero poi servito per la pressa, e cioè una piastra circolare *a* (fig. 29) ed un'altra doppia, pure circolare, *b, c*, a snodatura sferica, cominciai dal determinare a quanto si riduceva la distanza fra le dette piastre *a, b*, fra cui erano interposti i *crushers*, sotto determinati sforzi, sui quali si faceva una sosta di circa un minuto. Disponendo da prima un solo cilindretto in centro delle piastre, e crescendo la pressione gradatamente, ma facendo una sosta di circa un minuto successivamente agli sforzi di 5, 10, 15 tonnellate, e ripetendo l'operazione tre volte, ottenni i seguenti risultati:

Pressione t.	Distanza fra le piastre mm.			
	1	2	3	media
0	15,06	15,06	15,06	15,06
5	8,20	8,22	8,25	8,22
10	4,80	4,82	4,83	4,82
15	3,54	3,55	3,54	3,54
0	3,65	3,65	3,68	

Operando poi simultaneamente su tre cilindretti disposti simmetricamente intorno al centro delle piastre, ottenni ancora:

Pressione	Distanza
tonn. 0	mm. 15,08
» 15	» 8,20
» 30	» 4,80
» 45	» 3,54

Passando in seguito a sperimentare colla pressa, si sottoposero a pressione, fra le stesse piastre d'acciaio *a, b*, simultaneamente prima cinque e poi trentotto *crushers* simmetricamente disposti rispetto al centro delle piastre, arrestando la compressione per la durata di un minuto e leggendo l'indicazione data dal manometro quando la distanza fra le piastre si riduceva rispettivamente ai valori già prima trovati, corrispondenti agli sforzi effettivi di 5, 10, 15 tonnellate per ciascun *crusher*.

Da tale esperienza si ricavò la seguente tabella:

Numero dei <i>crushers</i>	Distanza fra le piastre mm.	Pressione effettiva t.	Indicazione manometro atm.	Pressione sullo stantuffo t.
5	15,06	0	0	
»	8,22	25	20	78
»	4,82	50	27	105
»	3,54	75	34	132
»	3,61	0	0	
38	15,06	0	0	
»	8,22	190	68	264
»	4,82	380	120	466
»	3,54	570	180	699
»	3,71	0	0	

la quale permise di rappresentare col diagramma della figura 30 la relazione che passa fra la pressione effettiva esercitata dalla pressa sull'oggetto da comprimersi e la pressione idrostatica contro la testa dello stantuffo, indicata in atmosfere dal manometro. Come si vede, i punti di questo diagramma individuati dai risultati sperimentali, rappresentati sulla figura da circoletti, trovansi tutti quasi perfettamente su di una retta che ha per equazione:

$$P = 3,46 (n - 13)$$

se *P* indica la pressione effettiva sull'oggetto espressa in tonnellate, ed *n* il numero di atmosfere indicato dal mano-

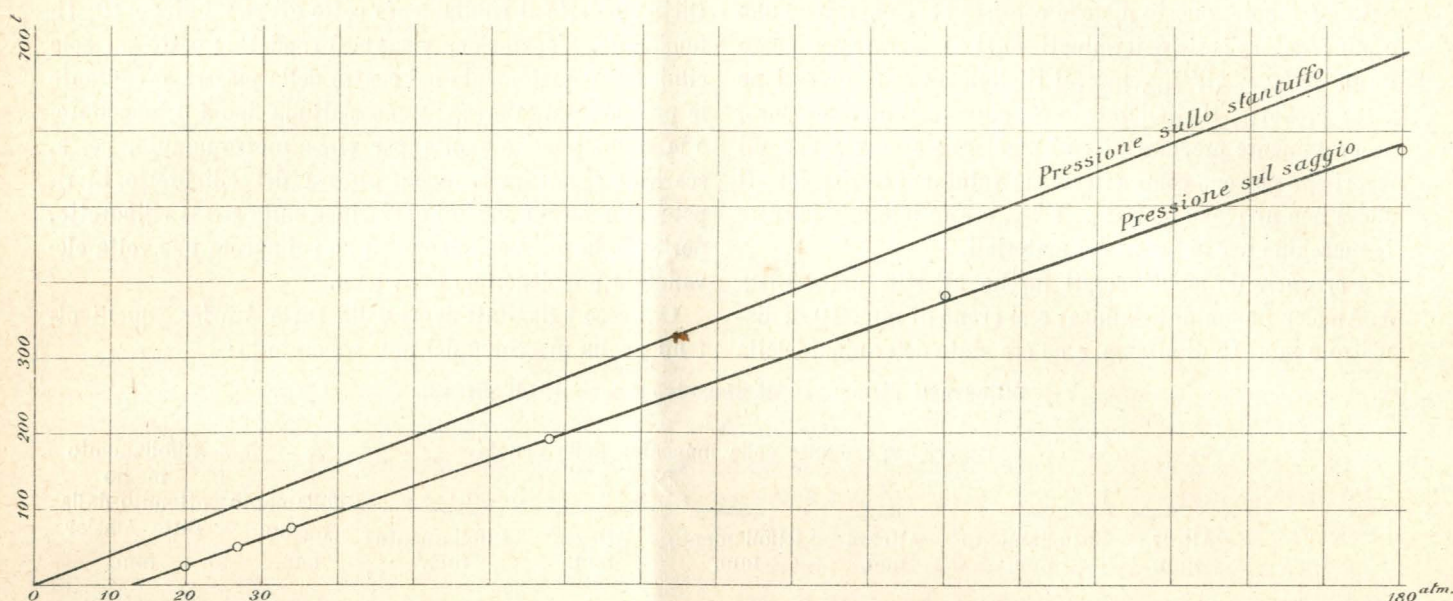


Fig. 30.

metro. Indicando poi con P_o la pressione idrostatica, pure in tonnellate, contro la testa dello stantuffo, e sapendo che il diametro di quest'ultimo è di cm. 70, si ha:

$$P_o = 3,882 n.$$

Il rapporto μ fra le due pressioni è espresso da:

$$\mu = \frac{P}{P_o} = 0,89 \left(1 - \frac{13}{n} \right).$$

*

Prove sul cemento impiegato per la confezione della malta. — Il cemento proveniva dalla Società Anonima di Calce e Cementi di Casale; era a lenta presa, di prima qualità, ed ha dato i seguenti risultati:

Densità assoluta = 3,11

La presa comincia dopo ore 3,45' e termina dopo ore 9,30'

Residuo al setaccio di 900 maglie per cm² = 1,5 %

Id. 4900 id. = 20 %

Alla prova di deformazione a caldo, la distanza fra le punte delle lancette ha aumentato di mm. 3.

	Dopo 7 giorni kg/cm ²	Dopo 28 giorni kg/cm ²
Resistenza alla tensione di mattonelle ad 8, di malta normale 1:3 fabbricate a macchina con sabbia normale del Po	12	15
Resistenza alla pressione di cubi id. id.	200	300
Resistenza alla tensione di mattonelle ad 8 di malta 1:1 fabbricate a macchina colla sabbia impiegata nella confezione dei pilastri e pilastrini . . .	29	40
Resistenza alla pressione di cubi id. id.	360	430

*

Prove alla compressione dei saggi lapidei. — I risultati sperimentali ottenuti sui saggi di piccole dimensioni e sui grandi pilastri sono raccolti nelle due seguenti tabelle:

Prove alla compressione sui saggi di piccole dimensioni (3 $\frac{1}{4}$ mesi dopo la fabbricazione dei pilastrini).

Numero d'ordine	Indicazione dei saggi	Dimensioni del saggio cm.	Superficie compressa cm ²	Resistenza		Osservazioni
				totale t.	per cm ² kg.	
1	Cubo di gneiss di Borgone	5,9×5,9×5,9	34,8	57,00	1638	Rottura istantanea fragorosa. Id. id. Id. id. Id. id.
2	Id. id.	» » »	»	65,00	1867	
3	Id. id.	» » »	»	52,80	1517	
4	Prisma	6,2×6,3×18,0	39,1	66,70	1706	
5	Id. id.	6,0×6,1×18,0	36,6	65,30	1784	Rottura istantanea del cubo centrale a forma di scheggie. Rottura istantanea del cubo centrale. Id. id. Rottura fragorosa quasi istantanea. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id.
6	Id. id.	6,0×6,2×18,0	37,2	64,30	1728	
7	Pilastrino	6,0×6,0×19,0	36,0	27,50	764	
8	Id. id.	5,9×6,0×19,0	35,4	25,00	706	
9	Id. id.	» » »	»	22,50	636	
10	Cubo di granito d'Alzo . .	5,9×5,9×6,0	34,8	45,00	1293	Rottura istantanea del cubo centrale. Id. id. Rottura fragorosa quasi istantanea. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id.
11	Id. id.	5,9×5,9×5,9	»	51,00	1465	
12	Id. id.	5,9×6,0×5,9	35,4	48,50	1342	
13	Prisma	5,9×6,0×18,0	35,4	60,00	1695	
14	Id. id.	6,0×6,0×18,0	36,0	52,50	1458	Rottura istantanea del cubo centrale. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id. Id. id.
15	Id. id.	» » »	»	60,00	1667	
16	Pilastrino	5,9×6,0×19,0	35,4	23,50	664	
17	Id. id.	5,9×5,9×19,0	34,8	19,40	557	
18	Id. id.	5,9×6,0×19,0	35,4	21,20	599	

Prove alla compressione sui grandi pilastri (4 mesi dopo la loro fabbricazione).

Numero d'ordine	Indicazione dei saggi	Dimensioni del saggio cm.	Superficie compressa cm ²	Sforzo di compressione		Osservazioni
				totale t.	per cm ² kg.	
1	Pilastro di 8 conci di gneiss di Borgone	31,2×31,7×65,6	989	615	622	Un concio del 2° corso viene fessurato nel mezzo, in corrispondenza dei giunti dei corsi sovrastante e sottostante.
				649	656	Schiacciamento istantaneo e fragoroso del pilastro in minuti pezzi.
2	Id. id.	31,6×31,6×66,2	999	543	544	Fessurazione di un concio come nella prova precedente.
				803	804	Schiacciamento istantaneo e fragoroso del pilastro in minuti pezzi.
3	Id. id.	31,4×31,9×65,9	1002	758	756	Scheggiature agli spigoli di due conci: l'esperienza venne arrestata a questo punto.
4	Pilastro di 8 conci di granito d'Alzo	31,4×31,7×66,4	995	543	546	Fessurazione di un concio come nella prima prova.
				820	824	Schiacciamento istantaneo e fragoroso del pilastro in minuti pezzi.
5	Id. id.	31,4×31,5×66,4	989	819	828	Varie scheggiature sugli spigoli e rottura di un concio come nella prima prova.
6	Id. id.	31,6×31,7×66,4	1002	578 681	577 680	Qualche scricchiolio. Varie scheggiature; rottura di un concio del corso superiore in prossimità di una base; rottura dei due conci del 2° corso come nella prima prova. L'esperienza viene arrestata.
7	Concio di granito ancora sano, appartenuto ad uno dei pilastri precedentemente sperimentati . .	15,3×15,3×31,2	234	301	1286	Arrestata l'esperienza, e tolto il prisma dalla pressa, si rinvenne in perfetto stato.

NB. — Non in tutte le prove si spinse la pressione fino a produrre lo schiacciamento completo, onde non esporre la pressa soverchiamente ai subitanei colpi che accompagnano lo schiacciamento.

Confrontando i risultati riportati nell'ultima tabella con quelli ottenuti sui pilastri di piccole dimensioni, si desume che la resistenza unitaria può aumentare, anziché diminuire, come da taluni si crede, col crescere delle dimensioni dei saggi, purché la pressione sia ripartita in modo esattamente uniforme. Nè l'aumento constatato in queste prove deve ascriversi alla maggiore età della malta dei pilastri grandi rispetto a quella dei piccoli, perchè in questi ultimi, a causa appunto delle piccole dimensioni, doveva ritenersi più rapida la stagionatura.

Dai risultati ottenuti sui grandi pilastri si desume ancora che in una muratura in pietra, delle qualità sperimentate, dopo quattro mesi della fabbricazione, sotto uno sforzo unitario di 500 kg/cm² circa, si producono già delle lesioni nei conci, evidentemente per cedimento della malta, ancorchè essa sia della migliore qualità, e così dosata da offrire la resistenza massima possibile. Questi cedimenti e lesioni vanno riguardati come l'inizio dello schiacciamento della muratura, il quale però non viene raggiunto completamente che sotto uno sforzo notevolmente superiore; la resistenza unitaria massima può raggiungere in cifra tonda 800 kg/cm².

Confrontando poi la resistenza offerta dalla muratura dei grandi pilastri colla resistenza unitaria offerta dalla pietra sia sotto forma di cubi che di prismi aventi una lunghezza

trippla della dimensione trasversale, si rileva che il carico di prima rottura per la muratura (sempre a quattro mesi di stagionatura) è in cifra tonda un terzo della resistenza a schiacciamento offerta dalla pietra. Questa enorme riduzione che si verifica nella resistenza a schiacciamento della muratura in pietra in causa del cedimento che subisce la malta, deve consigliare a ridurre in pratica lo spessore degli strati di malta al minimo possibile, curando al massimo la lavorazione dei conci di pietra.

L'ultima esperienza, eseguita su di un concio isolato che aveva appartenuto ad un pilastro già sperimentato, ma che era tuttavia rimasto sano, fa vedere che tale materiale lapideo, quando non venga spezzato in causa di cedimenti della malta, non rimane deteriorato, sia pure da sforzi rilevantissimi.

Poichè la resistenza allo schiacciamento della muratura eseguita con conci sia pure delle pietre più resistenti, come il granito d'Alzo e il gneiss di Borgone, è evidentemente subordinata alla resistenza alla compressione degli strati di malta, è interessante di riconoscere in qual rapporto quest'ultima aumenti colla maggiore stagionatura; ciò formerà oggetto di un'ulteriore comunicazione.

Torino, marzo 1903.

C. GUIDI.

NECROLOGIA

Il prof. Giorgio Gabriele Stokes

N. A. SKREEN (IRLANDA) IL 13 AGOSTO 1819

M. A. CAMBRIDGE IL 1° FEBBRAIO 1903.

Occupava dal 1849 la cattedra fondata a Cambridge da Enrico Lucas nel 1662, e che dal 1669 al 1702 era stata illustrata dal genio di Newton (1).

La morte lo colse carico di anni e di gloria, ed il rimpianto per la perdita di lui, che suscitò tanto affetto e tanta ammirazione, si diffuse dalla sua patria in tutto il mondo civile. La Reale Accademia dei Lincei, che lo aveva a suo socio, ne commemorava per bocca del prof. Volterra le opere, invero degne di essere prese a modello di ogni trattazione scientifica, poichè mostrarono quali sublimi altezze lo Stokes, al pari di altri matematici succedutisi nei collegi inglesi nella prima metà del secolo scorso, riuscisse a raggiungere nei campi più ardui dell'analisi, della fisica matematica e della geometria.

Stralciamo dalla dotta commemorazione del prof. Volterra quanto più particolarmente si riferisce all'opera scientifica di Stokes.

« La sua attività non si svolse in tutti i rami della scienza, ma egli viscerò alcuni dei più importanti capitoli, lasciandovi impronta imperitura.

« Provetto conoscitore del calcolo e cultore profondo della più squisita analisi geometrica, appresa specialmente nelle opere immortali degli analisti francesi, seppe conciliare le indagini sperimentali colla ricerca matematica, e, se i risultati di questa furono guida alle prime, alla loro volta i problemi della fisica ispirarono le sue investigazioni analitiche, tanto che una mirabile armonia regna nelle pagine che Stokes ci ha lasciate, armonia che risponde al perfetto accordo delle facoltà speculative del suo spirito.

« Questa rara dote e il genio solido e pratico ereditario nella razza anglo-sassone, tennero lo Stokes lontano da un pericolo che ha minacciato anche grandi cultori della fisica matematica: quello cioè di lasciarsi trascinare fuori dal campo dei problemi fisici presi a indagare, dall'attrattiva di sottili disquisizioni geometriche o di sviluppi di calcolo eleganti e difficili. L'abile analista che cede a questo allettamento, diviene spesso lo schiavo della propria abilità. Allora mentre ammiriamo la maestria colla quale supera ardue difficoltà, dobbiamo sovente deplorare che la simmetria delle formole non risponda alla loro pratica applicazione, o i risultati analitici non si prestino ad un riscontro sperimentale.

« Da un tale difetto sono ben lungi le opere di Stokes, nè esse mai rivelano un'analisi matematica che si spinge oltre i confini del quadro tracciato dalla questione naturale. Lord Kelvin ha espresso con una frase comprensiva questo pensiero, dicendo essere la matematica, per Stokes, un aiuto, non lui essere servo della matematica, e la stella che guidò il suo pensiero essere stata sempre la filosofia naturale.

« Le ricerche di Stokes si riferiscono principalmente alla idrodinamica, all'equilibrio ed al moto dei corpi elastici, all'ottica, alla variazione della gravità sulla superficie terrestre.

« Egli principiò collo studio del moto stazionario dei fluidi incompressibili, colle indagini sull'attrito interno dei fluidi in moto e sul moto dei solidi nei fluidi.

« Le ricerche classiche di Dirichlet non erano in quell'epoca ancora pubblicate, ed i celebri lavori di Helmholtz sui vortici dovevano ancora farsi lungamente attendere. Lo Stokes si occupò del teorema di Lagrange, che conteneva in germe la teoria dei vortici, precedette i suoi contemporanei nello studio del moto dei solidi nei fluidi, in particolare dei solidi di forma sferica, nel qual caso applicò felicemente il metodo delle immagini di Thomson; ottenne finalmente la

bella e feconda soluzione del problema dei movimenti di un fluido in una scatola rettangolare. L'attrito interno dei fluidi lo occupò a lungo. Trovò le equazioni fondamentali in maniera indipendente dalle ipotesi molecolari, che avevano invece guidato prima di lui Navier e Poisson, e ne fece importanti applicazioni al moto di una sfera nell'aria ed al problema del pendolo.

« Altri lavori idrocinetici, in particolare quelli magnifici sulle onde, meriterebbero di essere ricordati, se il tempo ce lo concedesse.

« Ma le Memorie che maggiormente hanno contribuito alla fama dello Stokes furono quelle di ottica. Nella sua teoria dinamica della diffrazione, scritta fino dal 1849, mostrò la piena padronanza della teoria analitica delle equazioni differenziali della fisica matematica. Questa teoria oggi ha fatto grandi passi e si è in parte rinnovellata, ma si rifletta che i celebri lavori del Kirchhoff sui raggi luminosi, che tanto hanno contribuito al suo progresso, non vennero alla luce che trentacinque anni dopo il lavoro del fisico inglese. La teoria della diffrazione è seguita da abili esperienze, e l'autore vi tratta la questione tanto dibattuta nell'ottica, e prima e dopo di lui, del piano di polarizzazione.

« Il magistrale lavoro sul cambiamento di rifrangibilità della luce, in cui vengono stabilite le leggi della fluorescenza, resta monumento perenne del genio di Stokes. Il modo ammirabile con cui egli ha concepito le esperienze le ha eseguite e discusse, costituirà un modello difficilmente superato dai fisici.

« Su altri lavori di ottica pure notevoli, come quello dei colori delle lamine sottili, non mi è concesso fermarmi perchè l'ora incalza.

« Classici ormai sono divenuti i teoremi di Stokes sulla gravità. Alle varie ipotesi di Clairault e Laplace relative alla costituzione interna della terra, mediante le quali essi pervenivano a stabilire le relazioni della gravità nei vari punti della superficie terrestre, egli sostituì la sola ipotesi che questa sia una superficie di livello.

« La grande Memoria sui valori critici delle somme di serie periodiche, tratta con grande maestria una delle più delicate e difficili questioni di analisi strettamente legata ad una classe estesa di problemi sul calore, l'elettricità, l'idrodinamica. Il lavoro poi sul calcolo numerico di una classe di integrali definiti e di serie infinite, è un esempio di straordinaria abilità nel volgere ed impiegare le teorie analitiche a sussidio di questioni pratiche di fisica.

« Sebbene numerosi, i lavori pubblicati da Stokes non sono che una parte della sua opera scientifica. Molti risultati egli non ha stampati mai, come la scoperta sull'analisi spettrale, i cui principi vennero stabiliti, come è noto a tutti, da Kirchhoff e Bunsen; come il teorema celebre, che porta il suo nome, sulla trasformazione degli integrali, il quale gli procurò negli anni giovanili il premio Smith. La sua produzione anteriore al 1854 è la più importante: nondimeno egli continuò, anche recentemente, le comunicazioni ai periodici scientifici, fra cui è da segnalare l'ultima, sui raggi Röntgen, fatta nel 1896, allorchè questa scoperta scosse il mondo scientifico. Gran parte della sua attività, a partire dal 1854, epoca in cui fu eletto segretario della Società Reale, venne spesa per aiutare gli altri nelle loro ricerche e nei loro studi. Il meraviglioso disinteresse, la sublime generosità con cui egli metteva a disposizione l'alto ingegno per altrui profitto, non erano pareggiate che dalla sicurezza dei suoi apprezzamenti e dalla libertà del suo pensiero, privo di ogni pregiudizio scientifico ».

Ond'è che Stokes, insieme all'alta sua fama di scienziato, lasciò larga eredità di affetti e lungo rimpianto come benefattore dei molti che ebbero da lui incoraggiamento, consiglio ed aiuto. Sono tuttora ricordati i giorni del giugno 1899, in cui, alla presenza di tutte le Autorità accademiche di Cambridge e delle rappresentanze delle Università e dei Corpi scientifici di ogni parte del mondo, ebbero luogo splendide onoranze per la solenne celebrazione del cinquantesimo anniversario della nomina di Stokes a professore Lucasiano. Nè riuscirono meno solenni i funerali, a cui si associarono le istituzioni e le più alte personalità scientifiche dell'Inghilterra. Egli ora riposa nel cimitero di Mill Road, ma molti chiedono più degno posto alla sua salma nella vecchia abbazia di Westminster.

G. S.

(1) Sulle ridenti rive del Cam, giace la tranquilla città universitaria, piccola per estensione, ma grande perchè ivi coll'andar dei secoli si è maturato gran parte del pensiero scientifico della vecchia Inghilterra. I professori Lucasiani furono: Barrow (1664-1669), Newton, Whiston, Saunderson, Colson, Waring, Milner, Woodouse, Turton, Airy, Babbage, King e Stokes.

BIBLIOGRAFIA

I.

Gli impianti e l'esercizio del Porto di Genova. — Relazione compilata dall'ing. EMILIO EHRENFREUND, addetto al Circolo di Genova del R. Ispettorato generale delle Strade ferrate. — Op. in-8° grande di pag. 60, con 6 figure nel testo e due tavole litografate. — Estratto dal *Giornale del Genio Civile*, Roma, 1902. — Prezzo L. 3.

Come è noto, il porto di Genova incominciò, si può dire, le proprie funzioni mercè la costruzione del primo molo (oggi *Molo Vecchio*) erettosi nel 1283, per opera dell'architetto Marino Boccanegra, e prolungatosi a diverse riprese fra il 1300 ed il 1563; successivamente venne aggiunto il *Molo Nuovo* fra il 1634 ed il 1636, per opera dell'architetto Ansaldo Demari, e poi il braccio a martello del Molo vecchio in direzione parallela al Molo nuovo, condotto a termine verso il 1835, sotto la direzione del colonnello Chiodo, direttore del Genio Marittimo. Fra il 1846 ed il 1850 fu fatto un primo prolungamento del Molo nuovo, e dal 1856 al 1868 fu eseguito, in due riprese, un altro prolungamento, completando l'opera che ancora oggi si designa col nome di Molo nuovo.

Nel 1870 l'Arsenale marittimo militare essendosi trasportato a Spezia, il Governo cedeva al Municipio la Darsena col bacino di carenaggio ed altre dipendenze, perchè il tutto si trasformasse in emporio commerciale, e nel 1872 il Municipio provvedeva alla costruzione dei *Magazzini generali* sui così detti *Nuovi approdi*, costituiti da una linea di banchine dalla Darsena a S. Lazzaro.

Ma le condizioni del porto erano tuttavia assai poco soddisfacenti. Avevasi, è vero, uno specchio d'acqua semi-circolare di circa 136 ettari, racchiuso dal Molo vecchio a levante, e dal Molo nuovo a ponente, con apertura di circa m. 500. Ma erano pochissime le sponde di approdo utilizzabili, le calate avevano larghezza insufficiente, come insufficiente ne era l'arredamento, costituito da 33 gru fisse, delle quali una sola idraulica e tutte le altre manovrate a mano. In tali condizioni il porto serviva a mala pena ad un traffico annuo di circa 900 mila tonnellate di merci, ed il movimento ferroviario era appena di 250 carri al giorno.

*

La munifica offerta di 20 milioni di lire, con cui il Duca di Galliera volle concorrere all'ampliamento ed alla sistemazione del porto, condusse ad una convenzione col Governo, approvata con legge del 9 luglio 1876, per un progetto di lavori redatto dall'ispettore del Genio Civile Adolfo Parodi, col quale si intese di porre il porto in grado di soddisfare completamente ai bisogni del commercio.

I lavori ebbero principio nel 1877 ed in meno di 11 anni erano compiuti, avendo importato la spesa di circa 63 milioni di lire. Essi furono diretti dallo stesso autore del progetto, ispettore Parodi, e dopo la morte di lui (1886), dall'ingegnere-capo Pietro Giaccone.

Le opere così eseguite in forza della convenzione suddetta, grazie alle quali il porto di Genova è divenuto uno dei più grandi porti commerciali d'Europa, vanno distinte in due grandi gruppi, cioè le esterne e le interne, destinate le une all'ingrandimento, le altre alla sistemazione dell'antico porto.

Fra le opere *esterne* primeggia il Molo occidentale (oggi Molo De Ferrari-Galliera) che, staccandosi dal Molo nuovo a 100 metri circa dalla sua testata, si dirige a Mezzogiorno con un primo braccio di m. 657 e si ripiega quindi verso Scirocco-Levante con un secondo braccio lungo m. 843. Fa sistema con questo il Molo orientale, denominato ora Molo Giano, spiccato dalla costa di Carignano, alla distanza di circa m. 350 dalla punta della Cava, e che corre nella direzione di Ponente-Libeccio per la lunghezza di m. 595.

Questi due moli determinano un avamposto di quasi 100 ettari, lasciando un passo libero della larghezza di circa m. 650, e racchiudono nella parte più ridossata del Molo Giano due bacini di carenaggio capaci di ricevere le più grandi navi moderne.

Le opere *interne* comprendono essenzialmente le nuove sponde di approdo, ottenute completando le calate perimetrali del porto antico e costruendo entro lo specchio acqueo dodici ponti sporgenti, pressochè

normali alle calate stesse, dei quali ponti, quattro hanno lunghezza di m. 200 e larghezza di m. 100. Si provvide inoltre a portare i fondali a m. 9 sotto il comune marino, perchè le navi potessero accostarsi direttamente alle sponde stesse per le operazioni di sbarco e d'imbarco, ed all'arredamento delle calate con gru mosse dall'acqua e con tettoie e magazzini per la sosta delle merci.

Al servizio ferroviario fu provveduto colla costruzione della nuova stazione centrale marittima, detta poi di Santa Limbania; colla sistemazione delle antiche stazioni di S. Benigno e di piazza Caricamento; colla costruzione di una linea di cintura allacciante le tre stazioni predette; coll'armamento completo delle calate e dei ponti sporgenti, e finalmente coll'apertura delle nuove gallerie di S. Benigno, di S. Lazzaro (bassa), di S. Tommaso e della Sanità, destinate a permettere nuove comunicazioni ferroviarie fra il porto e le linee affluenti a Genova.

Mentre nel porto si eseguivano così grandiosi lavori, il Governo provvedeva ad importanti costruzioni ferroviarie per servire il traffico del porto, quali la nuova linea a doppio binario fra Rivarolo e Sampierdarena, apertasi all'esercizio il 4 gennaio 1886; il grande parco di vagoni a S. Bovo, presso Novi, che importò una spesa di oltre a 2 milioni e mezzo di lire; la linea succursale dei Giovi, apertasi all'esercizio il 1° giugno 1889; la Sampierdarena-Ovada, attivata il 18 giugno 1894 e l'ampliamento del parco Polcevera della stazione di Sampierdarena.

Grazie alle opere sopra accennate, il traffico del porto andò rapidamente aumentando, tanto che la quantità delle merci sbarcate e imbarcate, che nel 1880 superava di poco il milione di tonnellate, nel 1890 era salita a 4 milioni, con tendenza ad ulteriore aumento.

*

I lavori della convenzione del 1876 erano appena compiuti che già ne apparivano l'insufficienza ed i difetti; e ciò per causa della linea del Gottardo, apertasi all'esercizio il 1° gennaio 1882 e più ancora per il forte sviluppo delle industrie nel Settentrione d'Italia.

Ma non tardò a venire provvida la legge del 2 agosto 1897, a stanziare la somma di 17 500 000 lire per nuove opere nelle stazioni e nel porto di Genova, e più provvida ancora la convenzione del 20 agosto 1898 con cui il Municipio, d'accordo colle Casse di risparmio di Genova e delle Province lombarde, obbligavasi ad anticipare i fondi necessari in un periodo più breve.

Con altri speciali stanziamenti sul bilancio dei lavori pubblici, uno di L. 1 800 000, ed altro di L. 4 500 000, si provvide alla costruzione di nuove calate ed all'illuminazione elettrica, alla ventilazione artificiale col sistema Saccardo delle due grandi gallerie dei Giovi, ad ampliamento di stazioni, a nuovi binari di allacciamento, all'impianto del sistema di blocco, ecc.

Oltre alle opere eseguite dallo Stato, parecchi e grandiosi impianti furono fatti nel porto, in questi ultimi anni, per iniziativa di Società private, in seguito a concessioni governative, le quali ne accordano l'esercizio per un determinato tempo, scaduto il quale gli impianti diverranno proprietà dello Stato. Tali i grandiosi Magazzini a silos per grani, i Magazzini generali al Molo vecchio, ed i *Docks* per i vini, tuttora in costruzione.

Le difficoltà grandissime di inoltrare i treni alle linee del Nord che servono a sfogare la maggior parte del traffico del porto dimostrarono la necessità di una nuova linea ferroviaria che allacciasse il porto con le linee dei Giovi, senza interessare la stazione di Sampierdarena, e di un parco di concentramento di carri vuoti per rifornire i binari di carico degli scali marittimi; e una nuova legge, quella del 20 giugno 1901 provvide, collo stanziamento di 12 milioni e mezzo, alla nuova linea che da tre punti diversi del porto andrà ad allacciarsi alle linee dei Giovi poco oltre l'attuale stazione di Rivarolo, ed alla formazione di un parco per 2600 carri nella regione del Campasso, a 2500 metri circa dalle calate del porto. I lavori ne sono affidati alla Società delle Strade Ferrate del Mediterraneo.

*

Premessa così la storia dei lavori del porto fino al giorno d'oggi quale abbiamo brevissimamente riassunta, l'egregio ing. Emilio Ehrenfrend del R. Ispettorato delle ferrovie, prende a descrivere ed esaminare gli impianti e le condizioni di esercizio del porto.

Le sponde dell'*avamposto* e quelle del *porto* propriamente detto, hanno in complesso lo sviluppo di m. 11 948, dei quali m. 6874 soltanto sono provvisti di binari. Le calate e gli scali sono illuminati a luce elettrica con 142 lampade ad arco, oltre a 450 lampadine ad incandescenza per l'interno degli uffici, magazzini e piani caricatori.

Per il ricovero delle merci vi sono, lungo le calate, 26 tettoie e capannoni coprenti un'area di mq. 38 000. Sei capannoni di più recente costruzione sono a due piani, in muratura e ferro e a tre navate, e per il trasporto delle merci dall'uno all'altro piano sono disposti dieci montacarichi a pressione d'acqua, della portata di 1000 kg. caduno.

Lungo le calate (escluse le zone di concessione al Municipio od a privati) sono disposti 67 apparecchi di trasbordo delle merci, di cui 6 gru a mano, 4 a vapore e 57 gru idrauliche. Tre di queste ultime sono fisse, a triplo potere, della portata di 3,6, 6,6 e 10 tonn. Due pompe a vapore, capaci ciascuna di somministrare 75 mc. d'acqua all'ora alla pressione di 50 atmosfere, provvedono all'azione delle gru coll'occorrenza sussidio di serbatoi e di accumulatori. Oltre alle gru sono pure destinati al trasbordo delle merci nel porto cinque *pontoni a biga*, di cui 3 della portata di 30 tonn. uno di 70 ed uno di 120.

*

Notevolissimo l'impianto che la Società per lo scarico automatico dei carboni ha costruito ed esercita dal dicembre del 1901 e per cui si possono sbarcare fino a 150 tonn. all'ora. Sopra di un'area di m. 38 per 70 trovansi disposti quattro elevatori, dei quali 3 uguali; sono formati ciascuno da una travata metallica della portata di 34 metri, sostenuta ad un estremo da un carrello scorrevole su due rotaie distanti fra loro di m. 4,42, ed all'altro estremo da una stilata speciale, scorrevole essa pure su di un'altra rotaia. La travata si prolunga per altri 20 metri al di là della stilata d'appoggio e sporge per m. 10 sul mare. Sulla travata scorre un carrello, guidato da funi d'acciaio e portante il secchione, pure guidato da funi metalliche, l'apertura del quale avviene meccanicamente e può farsi a qualunque altezza, in modo da permettere lo scarico del carbone quasi senza caduta. Gli elevatori, che sono provvisti di apparecchi automatici per la pesatura della merce, furono costruiti dalla Ditta americana Brown, di Cleveland, e funzionano mercè l'energia elettrica.

*

I magazzini speciali eretti dal Municipio per il deposito del petrolio sulla spiaggia della Lanterna, constano di vari corpi di fabbrica, della lunghezza complessiva di m. 80, destinati al riempimento e deposito di barili e cassette e di un piano caricatore lungo la fronte verso il mare, servito da binari. Dal lato opposto quattro cisternoni di ferro, della capacità complessiva di mc. 6745, ricevono il petrolio direttamente dalle navi-cisterne. Due cassoni cilindrici di ferro, di mc. 100 ciascuno, servono di unità di misura nell'estrazione del petrolio dai cisternoni per riempire i carri-cisterne ferroviari, i barili e le cassette. Questi cisternoni sono messi in comunicazione con le navi-cisterne a mezzo di condotta sotterranea che mette capo alla calata del Passo Nuovo. Le pompe collocate a bordo delle navi-cisterne ricevono il vapore da caldaie fisse situate in edificio apposito. La spesa di questi impianti è stata di L. 1 504 000; l'esercizio ne è affidato alla Ditta Ferdinando Cesaroni, sub-concessionaria della costruzione e dell'esercizio.

*

I magazzini a silos per grani sorgono sulla calata di Santa Limbania, costruiti dalla Società Anonima che ne ha l'esercizio dal settembre del 1901. Lo stabilimento occupa un'area di m. 143 per 32. Un pontile di ferro, della lunghezza di 100 m. circa, normale alla calata e formato di 6 travate sostenute da pile in muratura, sorregge i tubi di aspirazione di 4 elevatori pneumatici destinati all'estrazione dei cereali dalla stiva delle navi.

Nella parte centrale dell'edificio, elevantesi a torre, è raccolto l'insieme più importante del macchinario; due corpi laterali costituiscono i magazzini che comprendono 218 silos.

La costruzione è tutta in cemento armato, sistema Hennebique, eseguita dall'ing. Porcheddu di Torino, ed è una delle più ardite del genere. L'edificio posa sopra una platea generale di mq. 5860. Il corpo

centrale, di m. 16 × 22, ha l'altezza di 42 m., e le due ali centrali hanno l'altezza di 22 m. e sono coperte anch'esse da terrazzo piano.

Lo scarico del grano dai galleggianti si effettua per aspirazione prodotta da quattro coppie di pompe. Ogni coppia di pompe è azionata da macchina a vapore di 150 cavalli. Il cereale, mediante i tubi d'aspirazione, è trasportato in recipienti cilindrici di lamiera nella sala delle macchine, e da essi cade nel piano sotterraneo alla base di elevatori a tazze da cui è trasportato alla sommità della torre. Di lassù, passando attraverso a bilancie automatiche, è condotto ad un apparecchio distributore e così per vari nastri di trasporto può essere condotto ai silos o nei locali di insaccamento. Tutti indistintamente i meccanismi sono animati dall'energia elettrica data da tre alternatori, due di 160 HP ciascuno ed uno di 60.

Le celle, o silos, sono disposte in 6 file parallele, e le tramogge di due file vicine si riuniscono per modo da presentare tre lunghe file di bocche di scarico. Di queste celle 14 minori si aprono, anziché nel sotterraneo, a circa m. 4 sopra il piano di strada, e servono per il carico dei cereali sui carri ordinari. Tutte le altre hanno le bocche di scarico al disopra di nastri di trasporto per mezzo dei quali il grano è trasportato agli elevatori a tazze e risollevato alla torre centrale per ridiscendere ai locali di insaccamento, ed infine essere caricato sui carri ferroviari.

Le celle maggiori, in numero di 204, hanno sezione rettangolare di m. 3 × 4 e l'altezza di m. 17,60 e sono capaci ciascuna di contenere 130 tonn. di grano. Le altre 14, della stessa sezione, hanno l'altezza limitata a m. 13 e sono capaci di 80 tonn. ciascuna. Il magazzino pertanto può contenere complessivamente 27 640 tonn. di grano, e la potenzialità degli elevatori pneumatici è complessivamente di 300 tonn. all'ora. Lo stabilimento può essere ampliato in modo da raggiungere la capacità di tonn. 44 mila e la potenzialità di scarico di 450 tonn. all'ora. La spesa per gli impianti attuali ascese a L. 4 700 000.

*

I magazzini della Darsena, di proprietà del Municipio, offrono in sette isolati una superficie di deposito coperta di mq. 37 278 oltre a mq. 5571 di terrazzi. La loro capacità è di oltre 60 mila tonn. di merce. Lo specchio acqueo della Darsena ha l'estensione di 16 120 mq. e lo sviluppo delle calate circostanti è di 570 m. I magazzini sono serviti da 8 montacarichi mossi dall'energia elettrica. Sulle calate vi sono 4 gru a mano e 4 elettriche.

*

I dochs vinicoli, dei quali è concessionaria una Società anonima, stanno per sorgere sulla calata Salumi e sul ponte Morosini, ove il traffico dei vini si trova già concentrato da molto tempo. Il nuovo stabilimento conterà di due edifici separati; uno in corso di costruzione sulla calata Salumi, per il vino in fusti, di m. 72,10 × 15, di quattro piani, con binari all'interno ed all'esterno e due grue elettriche per lo scarico ed il carico; l'altro da costruirsi sul ponte Morosini, della superficie di circa 3200 mq., conterrà serbatoi di deposito per 100 mila ettolitri e locali di lavorazione in modo da poter far fronte ad un movimento annuo di 1 200 000 ettolitri.

*

I magazzini generali al Molo vecchio, costruiti ed esercitati dalla « The Customs and Bondet Warehouses Company Limited », in virtù della Convenzione governativa 28 giugno 1898, dispongono di un'area di mq. 46 500. L'edificio, di m. 301,80 × 30, sorge a m. 12 dal ciglio della calata ed è a quattro piani, compreso il terreno; costruito su fondazioni di calcestruzzo gettato su terreno consolidato con 9585 pali di 8 a 13 m. di lunghezza, esso offre una superficie complessiva utile di deposito di 32 400 mq. Lo stabilimento dispone di 613 m. di calate, di 3300 m. di binari, di 9 gru elettriche, mobili su binario, con volata di 12 m., colla carrucola a m. 17 sul piano della calata e della portata di 1500 kg. caduna; di 7 montacarichi con motore elettrico; di 8 gru a mano e 1 a vapore; e di 4 argani elettrici per la manovra dei vagoni. L'illuminazione è fatta con 20 lampade ad arco nei piazzali e 650 lampade ad incandescenza nei magazzini.

Lo stabilimento ha costato 5 500 000 lire ed è stato aperto all'esercizio l'8 luglio 1901.

*

Il *Deposito franco*, situato fra la calata Cattaneo, il palazzo San Giorgio e le piazze Raibetta e Cavour, occupa l'area totale di circa 16 mila mq. e comprende un gran magazzino a tre piani, oltre il terreno, della superficie di 1960 mq. ed altri undici edifici a due piani, oltre il terreno, colla superficie complessiva di 12 500 mq., separati da strade per il loro disimpegno. Quattro elevatori a pressione d'acqua servono al trasporto delle merci ai diversi piani.

*

La *Dogana principale* occupa sul piazzale di S. Limbania 5400 mq. ottenuti collo spianamento di un promontorio e la demolizione di vari edifici. Essa ha tre piani compreso il terreno, ciascuno dei quali consta di 119 ambienti. L'edificio è provvisto di 2 montacarichi manovrati a mano e di bocche d'incendio opportunamente distribuite.

*

Gli *impianti ferroviari*, che oggi corredano il porto, si dividono in tre gruppi principali: quello di Piazza Caricamento, del quale fanno parte gli impianti per i Magazzini generali del Molo Vecchio; quello di Santa Limbania, nel quale è compresa la stazione di Genova-Principe; ed il gruppo di San Benigno, destinato essenzialmente al movimento dei carboni. I tre gruppi sono collegati fra loro da un binario di corsa che forma come una linea di cintura attorno al porto.

In complesso gli impianti ferroviari del porto comprendono 48 350 metri di binario, dei quali m. 14 190 utili per il carico e scarico, metri 22 370 destinati al deposito dei carri ed alle manovre di formazione e scomposizione dei treni, e m. 11 790 costituiti da binari di corsa. Vi sono 235 scambi; per altro le comunicazioni fra i binari di manovra e quelli di carico, per la speciale conformazione del porto, hanno luogo in gran parte col mezzo di 158 piattaforme girevoli di grande diametro.

Per la pesatura dei vagoni sono disposte 30 bilancie a ponte della portata di tonn. 30.

Nello scalo di S. Limbania, per uso delle manovre sono impiantati 24 argani idraulici, capaci ciascuno dello sforzo tangenziale di 1000 kg. ed un carrello trasbordatore.

La stazione di Piazza Caricamento è dotata di un piano caricatore coperto, della superficie di 2827 mq., servito da 5 gru a mano.

La stazione di Genova-Principe ha magazzini per il ricovero delle merci occupanti l'area di 7300 mq. ed un piano caricatore scoperto, con 2 gru a mano da 6 tonn., una fissa e l'altra su carro.

*

I lavori suaccennati, eseguiti nel porto o che si stanno eseguendo, non basteranno ancora a soddisfare le necessità del traffico se, come è lecito sperare, questo continuerà ad aumentare colla rapida progressione degli anni scorsi.

L'ing. capo del Genio Civile, sig. Inglese Ignazio, per incarico del Governo, presentò in data 31 luglio 1901 un progetto di massima che riportò l'unanime approvazione delle autorità locali e dei competenti Corpi consultivi dello Stato, per nuove opere d'ingrandimento, le quali esigerebbero 5 anni di tempo per essere costruite e la spesa di 45 milioni, e colle quali si renderebbe il porto atto a soddisfare ad un movimento annuale di 8 milioni di tonn.

Il progetto comprende:

1. La costruzione di un nuovo bacino (con specchio d'acqua di 39 ettari e fondali di m. 12) racchiuso dal Capo di Faro, dal Molo nuovo, dal primo braccio del Molo Galliera e da un nuovo Molo da costruirsi sul prolungamento del secondo braccio del Molo Galliera. Questo nuovo bacino avrebbe due bocche d'entrata, di 100 m. ciascuna, una a levante, l'altra a ponente e presenterebbe nuove calate dello sviluppo complessivo di 1350 m.

2. L'allargamento delle sponde Sud del Molo vecchio, con la formazione delle relative calate e la costruzione di un nuovo sporgente sotto le mura della Malapaga. Con queste opere si offrirebbero al commercio nuove sponde d'approdo e nuove aree di deposito, e si fornirebbe sul Molo Vecchio una vasta zona per far luogo ad una nuova stazione ferroviaria marittima in sostituzione di quella di Piazza Caricamento, divenuta ormai insufficiente.

3. Il completamento della calata alla Chiappella ed una lieve variazione all'andamento planimetrico della calata al Passo Nuovo, richiesta dalle esigenze di un razionale arredamento ferroviario.

4. Il prolungamento del Molo Galliera per la lunghezza di m. 200 per la maggiore tranquillità delle acque interne del porto, ed occorrendo al medesimo scopo, una nuova diga di difesa da scirocco.

*

Ma le opere portuali non bastano, se non si provvede insieme alla rapidità del carico e dello scarico, al rapido arrivo della merce in partenza ed al rapido inoltro a destinazione di quella che arriva. Il problema ferroviario, che si impone in tutti i porti principali, ancorchè dotati già di impianti ferroviari vastissimi, presenta per il porto di Genova le maggiori difficoltà per le condizioni speciali di una regione montuosa che circonda il porto, onde difettano gli spazi necessari.

Aggiungasi che i vagoni in arrivo carichi di merci sono poco più del quinto di quelli che ne partono, donde la necessità di far affluire al porto una grande quantità di carri vuoti.

Colle linee di allacciamento al porto che sono allo studio e coll'ampliamento delle stazioni delle linee dei Giovi e del tronco Ronco-Novi, nonchè col parco ferroviario di S. Bovo, si potrà sopprimere ai bisogni del porto per l'avvenire più prossimo, ma sempre con spese di servizio assai rilevanti. Ma la potenzialità del tronco Ronco-Novi limita la potenzialità in ascesa delle linee dei Giovi. Ond'è saggio consiglio quello di pensare fin d'ora ad una nuova comunicazione fra Genova e Novi, e di migliorare ed ampliare gli impianti delle stazioni di Milano, di Alessandria e di Torino, e quelli delle stazioni di linee affluenti a questi maggiore centri, affinchè non abbiasi a lamentare i rigurgiti nella corrente dei carri carichi provenienti dal porto, ed il ritardo conseguente nel ritorno di carri vuoti al porto.

G. SACHERI.

II.

E. LOSSIER. — *Théorie générale de l'arc élastique sur appuis rigides*. — Un volume di 38 pagine, con 19 figure nel testo e due tavole, estratto dal *Bulletin technique de la Suisse romande*. — Lausanne, F. Rouge et C^{ie}.

Scopo di questa Memoria è la risoluzione del problema statico di un sistema costituito da più archi elastici collegati alle imposte l'uno coll'altro, e poggiati su pile, che si suppongono indeformabili.

La disposizione costruttiva che traduce meglio in atto il tipo di arcate, di cui si occupa il presente studio è quello illustrato dall'A. negli esempi, coi quali si chiude la memoria, e riferentisi ad un ponte a più arcate metalliche solidali ciascuna alle adiacenti e poggiati su pile in muratura, le quali ultime, per la natura del materiale di cui sono costruite, si possono effettivamente supporre rigide, a confronto degli archi metallici.

Le applicazioni pratiche di questi sistemi sono per ora assai rare, prevalendo l'uso di costruire archi non collegati, e quindi tali che, supposta ammissibile l'indeformabilità degli appoggi, si possono considerare come indipendenti. Ma il problema è dal punto di vista teorico interessantissimo, e l'A. trattandolo coi metodi classici della Scuola Svizzera così mirabili per la straordinaria semplicità delle dimostrazioni, ne ha dato una soluzione assai più intuitiva ed inoltre più generale di quelle svolte a titolo di esempio del metodo dei lavori virtuali da altri autori, fra i quali rammentiamo il celebre professore di Berlino (*).

*

Il problema nella sua massima generalità, cioè tenendo conto della elasticità degli appoggi, era stato risolto dal prof. W. Ritter del Politecnico di Zurigo, e chi scrive ebbe occasione, due anni or sono, di svolgere con un esempio l'idea del chiarissimo professore, di indagarne il significato geometrico, e di dedurre da queste considerazioni una proprietà invariante, che gli permise di suggerire una modificazione al procedimento. Di questo lavoro comparve anzi nel presente periodico una bibliografia (n. 23, anno 1901).

(*) MÜLLER-BRESLAU. — *Die neueren Methoden der Festigkeitslehre*.

Il metodo consiste nel prendere in esame separatamente uno per volta i singoli archi di un manufatto, considerando le parti residue del sistema come costituenti due appoggi elastici dell'arco considerato. La difficoltà a vincersi sta tutta nel dedurre dalle ellissi di elasticità delle singole pile e dei singoli archi formanti la parte destra e la parte sinistra del manufatto rispetto all'arcata di cui si studia l'equilibrio, nel dedurre, ripeto, l'ellisse che rappresenta la legge delle deformazioni elastiche del loro complesso.

L'idea del Ritter, che nel citato lavoro era stata svolta in un caso generalissimo, poteva naturalmente essere applicata ai casi di cui si occupa il Lossier, considerando, in luogo delle ellissi di elasticità delle pile, le ellissi degeneri degli appoggi a cerniera o a carrello che egli vi suppone.

Ma l'egregio ingegnere di Losanna seppe giungere con ragionamenti originali alla determinazione dell'ellisse risultante nei sei casi possibili che distingue nel tipo generale proposto, e che sono: archi con imposte mutuamente saldate poggianti su carrelli a cerniera — archi con imposte mutuamente saldate poggianti su cerniere fisse — archi liberi poggianti su carrelli a cerniera comuni, essendo ciascuno dei tre casi enumerati suddiviso in due, secondo che le imposte estreme del sistema sono incastrate o a cerniera.

*

Notevolissima è la seconda parte del lavoro, nella quale indicando la via da seguirsi nel calcolo dei sistemi studiati si risolve il problema della scomposizione di una forza trasmessa dall'imposta di un arco nell'azione che ne risente l'appoggio e in quella che sopporta l'arco adiacente.

L'A. trova che nel caso di appoggi a carrello la reazione dell'arco adiacente passa per un punto fisso, nel caso di appoggi a cerniera ha per linea d'azione una retta fissa. Questi elementi hanno quindi la stessa importanza e lo stesso ufficio dei punti fissi nella teoria grafica della trave continua. Essi permettono di tracciare immediatamente per le arcate scariche di un sistema di archi solidali il poligono delle pressioni. Su questa singolarissima proprietà occorre richiamare in modo speciale l'attenzione degli studiosi di questa materia.

Meno spedita è naturalmente la determinazione della curva delle pressioni per l'arco caricato, sulla quale anzi l'A. non si arresta, limitandosi ad accennare come l'uso delle ellissi di elasticità degli appoggi permetta di trattare il quesito coi noti metodi della statica grafica dei sistemi elastici. Bisogna a tale scopo ricorrere alle linee d'influenza dei tre parametri delle reazioni degli appoggi, come appunto egli fa negli esempi pratici e come nella citata mia Memoria si era fatto. Oggi però, ed in grazia del recente studio del chiarissimo prof. Guidi, di cui comparve recentemente in questo stesso periodico (*) un cenno bibliografico, si può giungere anche più rapidamente ed in un modo più diretto allo scopo.

*

Come esempio dilucidante la teoria premessa, l'ing. Lossier sceglie un ipotetico ponte a tre archi simmetrico, supponendolo dapprima con imposte di estremità incastrate e imposte intermedie solidali poggianti su carrelli, e successivamente con imposte di estremità a cerniera e imposte intermedie indipendenti, anch'esse su cerniere.

Due tavole annesse alla Memoria contengono appunto le curve delle pressioni nell'ipotesi di un carico uniformemente ripartito limitato ad uno degli archi di riva, ovvero all'arcata centrale, e finalmente esteso a tutto il manufatto.

Sarebbe stato desiderabile ed utile che si fosse aggiunto un confronto fra i risultati ottenuti e quelli corrispondenti all'ipotesi comunemente fatta di archi indipendenti.

L'esposizione del metodo e lo svolgimento dei ragionamenti è fatto con tanta semplicità, chiarezza ed ordine che la lettura delle pagine del Lossier riesce oltremodo gradita ed istruttiva.

La novità di alcune deduzioni è poi tale che mi pare si possa considerare questa Memoria come un nuovo importante capitolo di quella teoria che i principii fecondi del Cullmann hanno dato alla scienza delle costruzioni.

M. PANETTI.

(*) *Ingegneria Civile*, fasc. 19, 1902.

III.

Ing. ANTONIO VIAPPANI. — **Trattato di Idraulica pratica.** — Un volume in-8 gr., di pag. 639, con 356 incisioni nel testo e 9 quadri grafici e 4 tavole. — Milano, 1903. — Prezzo: Lire 12,50.

L'Autore è già favorevolmente noto per altre pubblicazioni, segnatamente per il suo *Manuale del Costruttore*, da noi annunziato su questo periodico nel 1883, e di cui sonosi esaurite quattro edizioni.

L'*Idraulica pratica* dell'ing. Viappani, meglio che un trattato nel vero senso della parola, è un Manuale compilato con metodo razionale, nel quale non c'è sfoggio di teorie, ma tutti gli argomenti, come tutti i problemi, vi sono esposti in modo riassuntivo, e sufficiente per chi si accinge, col corredo generale delle cognizioni acquistate nelle Scuole di ingegneria, all'esercizio pratico della professione.

Ben a ragione l'Autore osserva che la materia scientifica, anche in idraulica, da trent'anni in qua è andata aumentando assai, e che pertanto fu opera improba per lui e difficile più di quanto da bel principio non si pensasse, il tener conto di tante pubblicazioni e Memorie ed il riassumere opere di per sé stesse condensate e voluminose.

Ma il Viappani, colla pazienza che in lui non è disgiunta dalla perspicacia, ha saputo egregiamente riuscire nell'intento e l'opera sua merita davvero di essere considerata superiore, per importanza ed utilità pratica, a quei Manuali utilissimi e più in voga, i quali trattano la materia in modo troppo ristretto e quindi insufficiente.

L'opera è divisa in 24 capitoli.

Nel Capitolo 1°, in meno di 26 pagine e con numerose tabelle numeriche, sono registrati tutti i casi che possono occorrere nella pratica per la misura delle portate di efflusso da luci modulate a battente o da stramazzi.

Nel Capitolo 2° sono registrate le formole, spiegati i metodi ed enunciate le norme per la misura delle portate dei corsi d'acqua, tanto dei canali che dei fiumi; mentre una serie di tavole servono a facilitare il calcolo delle dimensioni nelle sezioni di minima resistenza o di minima spesa.

Il Capitolo 3° tratta delle leggi del moto delle acque sotterranee attraverso i terreni permeabili; nei filtri, e nei pozzi artesiani.

Nel Capitolo 4° è tutto il succo dei più recenti studi per il tracciamento ed il calcolo dei rigurgiti nei differenti casi di ostacoli naturali od artificiali che li producono.

Il Capitolo 5° è un vero manualetto per la costruzione dei canali, dalle opere di derivazione e dalle dighe fisse o mobili ed automatiche, ai partitori, alle tombe e sifoni, alle conche, ecc.

Il Capitolo 6° dà la soluzione di tutti i problemi riferentisi all'impiego delle acque a scopo d'irrigazione.

Nel Capitolo 7° si tratta delle acque potabili, della loro raccolta e della loro condotta per tubi, con una serie di tavole grafiche utilissime per determinare in qualsiasi caso uno dei tre elementi: portata, pendenza unitaria e diametro della condotta, quando si conoscano gli altri due; a cui fanno seguito dati e norme pratiche per i serbatoi, e la distribuzione in città, e relativi apparecchi di congiunzione o di divisione, di regolazione e di presa.

Il Capitolo 8° è dedicato alla fognatura degli abitati, al moto delle acque luride nelle fogne, alla forma delle sezioni di queste e dei canali collettori; ad alcuni interessanti particolari di costruzione, ed ai sistemi in uso di filtrazione, di depurazione e di irrigazione.

Nel Capitolo 9° le opere di bonifiche; nel 10° i grandi serbatoi o laghi artificiali. Nell'11° e 12° la fisica dei fiumi e le opere di difesa; nel 13° e 14° le leggi che riguardano le piene e loro cause influenti, e le opere destinate a contenerle od a moderarne gli effetti. Il Capitolo 15° contempla le rotte e le opere di loro ripresa.

Interessantissimi e ben condotti i due Capitoli 17° e 18° sulla sistemazione dei torrenti e sulla regolazione del profilo nella sistemazione dell'alveo dei fiumi.

Il Capitolo 19° riguarda il regime dei laghi; il 20° la fisica del mare, ed il 21° i lavori di difesa dei litorali. Infine nel Capitolo 22° le opere portuali; nel 23° i fari ed altri segnali marittimi.

Per ultimo il Capitolo 24° riassume tutta la legislazione sulle acque, da quanto è prescritto nel Codice civile a quanto dispongono le diverse Leggi speciali sulle acque pubbliche (20 marzo 1866, 30 marzo 1893 e 7 luglio 1902), quelle sulle derivazioni del 10 agosto 1884 e Regolamento 26 novembre 1893; e così pure le disposizioni riguardanti la costituzione dei Consorzi irrigui od industriali; quelle relative ai porti, spiagge e fari, ed infine quelle relative alle bonifiche.

Abbiamo voluto fare una rapida enumerazione delle cose trattate, perchè meglio risulti che l'egregio ingegnere Viappani, ove si eccettui l'argomento dei motori idraulici e degli apparecchi di sollevamento, nulla ha intralasciato di quanto nel campo dell'ingegneria idraulica si va studiando e sperimentando per il progresso della scienza applicata ed a vantaggio dell'economia nazionale. Onde l'*Idraulica pratica* del Viappani è degna di stare sul tavolo del professionista, potendo sostituire praticamente ed utilmente la serie dei trattati e pubblicazioni anche recenti, che l'Autore ha consultato e fedelmente riassunto nelle loro conclusioni pratiche.

G. SACHERI.