

L'INGEGNERIA CIVILE

LE ARTI INDUSTRIALI

PERIODICO TECNICO QUINDICINALE

Si discorre in fine del Fascicolo delle opere e degli opuscoli spediti franchi alla Direzione dai loro Autori od Editori.

È riservata la proprietà letteraria ed artistica delle relazioni, memorie e disegni pubblicati in questo Periodico.

RESISTENZA DEI MATERIALI

PER UN'ESPERIENZA COMPARATIVA SULLE TRAVI IN BÉTON ARMATO SISTEMA HENNEBIQUE.

1. — È noto che uno degli elementi caratteristici del sistema Hennebique, per la costruzione di travi in *béton* armato, consiste nelle *staffe*, formate con ferri piatti di piccolo spessore, che abbracciano le barre di resistenza dell'armatura, e si protendono nella massa cementizia, terminando in prossimità della superficie esterna della trave con una piccola ripiegatura ad angolo. L'Hennebique era stato condotto ad adottare questi collegamenti, imitati in seguito con semplici modificazioni di forma, anziché di sostanza, da molti altri costruttori, eseguendo esperienze a rottura su travi di saggio appositamente preparate, e studiando i difetti delle costruzioni tentate prima del suo brevetto del 1892.

La conclusione suggerita da tali ricerche era questa: una trave in *béton* armato, la quale manchi di buoni mezzi di collegamento fra l'armatura in ferro e il conglomerato cementizio, non può dar garanzia di stabilità, e ciò in grado tanto più sentito quanto maggiore è la portata della trave.

Ora nelle esperienze di gabinetto, istituite per verificare questo principio, si era constatato che la presenza delle staffe perturba la legge, colla quale avvengono di solito le deformazioni in un materiale omogeneo, la qual legge è stata riconosciuta invece nelle travi in *béton*, armate con semplici barre. D'altra parte la piccolezza dei saggi, imposta dalle dimensioni delle macchine per provare la resistenza dei materiali, e la forma della sezione trasversale, per cui non poteva essere adottato convenientemente il tipo a T con larghissima suola in uso nelle costruzioni pratiche, non permettevano di apprezzare il maggior grado di stabilità offerto dalle travi fornite di questi preziosi accessori dell'armatura metallica.

Bisognava dunque sottoporre ad esperienza travi affatto paragonabili a quelle applicate nelle costruzioni civili, con grandi portate, con larga soletta e con piedritti gettati nello stesso materiale, per appurare se i fatti accennati avevano luogo anche in esse e con quale entità, e per vedere come il primo di detti fatti, cioè la perturbazione della legge comune di elasticità, possa conciliarsi col secondo, cioè col l'aumento della resistenza. Solo, allo scopo di eliminare un elemento di gravissima complicazione nel calcolo statico, conveniva lasciar libera la soletta sul contorno, acciocché il sistema si comportasse sotto l'azione dei carichi come una trave parzialmente incastrata agli estremi, anziché come una piastra rettangolare vincolata lungo tutto il suo perimetro.

Con questo intendimento l'ing. G. A. Porcheddu, agente generale per l'esercizio dei brevetti Hennebique nell'Alta

Italia, e notissimo fra noi per le molte pregevoli costruzioni di questo sistema, dovute al suo ottimo studio tecnico, faceva costruire nei suoi magazzini, l'8 settembre 1901, quattro travi in *béton* armato della portata di m. 8, due a due perfettamente identiche per le dimensioni della sezione trasversale e per le barre dell'armatura, ma differenti pel fatto che un esemplare era munito di staffe ripartite colle norme solite a seguirsi nei casi pratici, mentre l'altro ne era affatto privo. Tre mesi dopo l'ing. Porcheddu invitava il chiar^{mo} prof. Guidi, della Scuola degli Ingegneri di Torino, a far eseguire sui quattro campioni quelle prove che credesse più opportune a dedurre tutte le conclusioni possibili sull'importante argomento; ed egli, suggeriti gli apparecchi di misura, che verranno accennati in seguito, mi incaricava di attendere allo svolgimento dell'esperienza e di interpretarne i risultati coi metodi di calcolo attualmente in uso.

I fatti notati in collaborazione coll'ing. Scarafia, dello studio tecnico Porcheddu, i risultati numerici dedotti e le conclusioni che se ne possono trarre sono state qui raccolte, sebbene, in parte per le pessime condizioni atmosferiche in cui si dovette operare, in parte per la complicazione dei fenomeni osservati, aggravata dal fatto che le travi a due a due avevano in comune i piedritti, l'interpretazione non sia stata sempre facile, nè sicura. Tuttavia la conferma del principio enunciato dall'Hennebique e la possibilità di conciliarlo colla differente legge di elasticità, verificata nei due sistemi di armatura, risultò in modo così evidente, che mi parve cosa non inutile il renderne conto, arrestandomi anche sul modo di comportarsi degli incastri e sulle proprietà elastiche, che si rivelarono in alcuni periodi con molta chiarezza.

In altri periodi invece l'interpretazione colle formole di uso comune riuscì meno concludente, e ciò perchè in costruzioni di questa natura si oltrepassano presto quei limiti, al di sotto dei quali è lecito ammettere il modulo di elasticità costante. Si sono quindi fatte, seguendo autorevoli esempi, ipotesi più approssimate, che chiariscono meglio alcuni risultati, senza tentare una teoria nuova della flessione, che sarebbe utilissima per lo studio delle grandi deformazioni, ma fuor di luogo per le gravi complicazioni analitiche in un semplice resoconto sperimentale.

2. — *Gli esemplari e gli apparecchi di misura.* — Le dimensioni dei due tipi di travi armate, secondo cui furono costruiti i quattro campioni da sperimentarsi, sono indicate nella fig. 22. L'armatura di ferro aveva in entrambi i tipi la stessa sezione resistente di cm^2 18,1, essendo costituita nel tipo n. 1 da quattro tondini, due diritti e due ripiegati, di 24 mm. di diametro, e nel tipo n. 2 da due soli tondini, uno diritto e l'altro ripiegato, di mm. 34 (*). Anche le staffe nei

(*) Questi due tipi di travi, calcolati secondo le norme dell'Hennebique, cioè, supponendo la sezione della costola inattiva e quella della soletta reagente uniformemente, e facendo lavorare il ferro a 1000 kg/cm^2 , sarebbero da adottarsi per un sovraccarico uniformemente distribuito di 500 kg. per metro lineare.

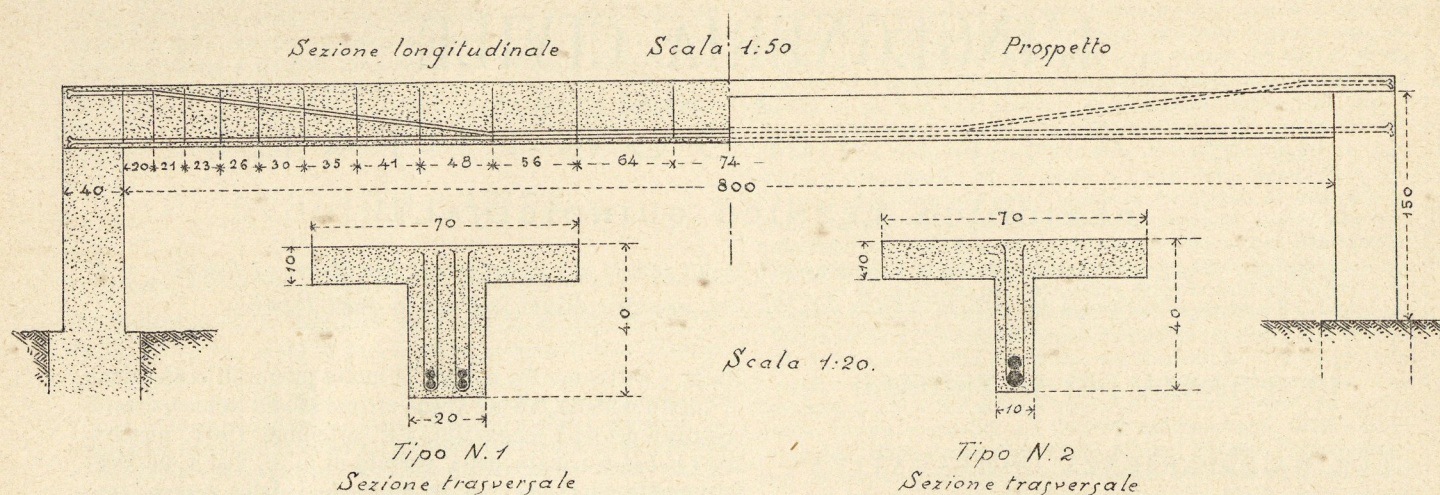


Fig. 22. — Dimensioni dei due tipi di travi sperimentati.

due esemplari armati col sistema Hennebique erano ripartite ad intervalli uguali ed avevano dimensioni equivalenti; poichè nel tipo n. 1 ve ne erano due in ciascuna sezione trasversale, formate con ferro piatto di mm. 20×2 ; nel tipo n. 2 invece una sola in ogni sezione, ma di larghezza doppia. Le due travi del tipo n. 1, come quelle n. 2, avevano in comune i piedritti, costituiti da muricci di 40 cm. di spessore, m. 1,50 di altezza e m. 3 di lunghezza, gettati anch'essi in *béton* di cemento, ma affatto sprovvisti di armatura.

Le proporzioni dell'impasto adoperato furono naturalmente le solite delle costruzioni Hennebique, e cioè 300 kg. di cemento per $0,400 \text{ m}^3$. di sabbia e $0,850 \text{ m}^3$. di ghiaietta. Le quantità da dedurre sperimentalmente per calcolare il modulo di elasticità della trave e i valori delle sollecitazioni corrispondenti alle successive condizioni di carico erano: la freccia di incurvamento e l'inclinazione delle tangenti sugli appoggi. Per suggerimento del chiar^{mo} prof. Guidi, fu costruito a questo scopo un semplice apparecchio in legno, consistente (fig. 23) in una sella *ss* lunga quanto la trave,

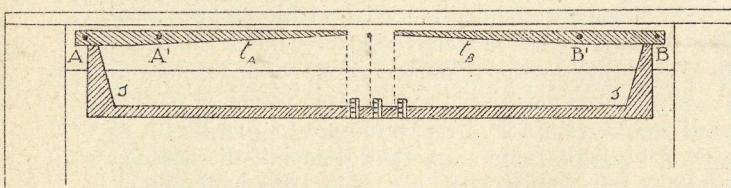


Fig. 23. — Disposizione dell'apparecchio di misura.

appesa a due caviglie A e B infitte in essa a 5 cm. dai paramenti interni dei piedritti, in corrispondenza dello strato neutro, e recante in metà tre scale verticali graduate in millimetri.

Di fronte alla scala centrale scorreva un nonio sospeso alla mezzzeria della trave, che permetteva di leggere direttamente le frecce d'incurvamento f , eliminando le solite letture dei cedimenti degli appoggi. A 20 cm. da A e da B erano infitte due altre caviglie A' e B'. Due aste di legno lunghe circa metà della trave, fissate l'una ad A e ad A', l'altra a B ed a B', costituivano due tangenti materiali t_A e t_B alla curva elastica della trave nei punti di mezzo dei tratti A A', B B'. Le rotazioni di queste tangenti erano misurate dagli spostamenti h_A ed h_B dei loro punti estremi, ai quali erano perciò sospesi due nonii scorrevoli di fronte alle altre due scale collocate sulla sella, cosicchè tutte le letture si potevano fare comodamente da un osservatore collocato verso la metà della trave.

La scelta delle tre grandezze da ricavarsi sperimentalmente fu assai opportuna, permettendo, come si vedrà nel paragrafo che segue, l'uso di formole assai semplici per dedurre le incognite del problema.

3. — *Formole per calcolare il modulo di elasticità ed i momenti d'incastro per mezzo delle grandezze valutate nell'esperienza.* — Le condizioni di posa delle travi sperimentate sono quelle di un sistema incastrato imperfettamente in condizioni variabili col variare del sovracarico, che produce rotazioni α e β di crescente ampiezza in corrispondenza delle sezioni estreme. Supponiamo poi verificata la legge di proporzionalità fra le deformazioni e gli sforzi, e riteniamo ammissibile la sostituzione della sezione eterogenea della trave con una sezione ideale omogenea in *béton*, nella quale l'area della sezione complessiva dell'armatura in ferro è aumentata nel rapporto $\frac{E_f}{E_c}$ dei moduli di elasticità dei due

materiali, per modo di ridurla ad un'equivalente area di *béton*, senza alterare la distanza che gli elementi della sezione trasformata hanno dall'asse neutro (*). Si potranno allora adottare le note formole della resistenza dei materiali per il caso di sollecitazione composta a flessione e taglio.

Ciò premesso, conviene in primo luogo dedurre una relazione fra le rotazioni α e β delle sezioni d'incastro e le inclinazioni δ_A e δ_B (fig. 24) delle tangenti alla curva elastica

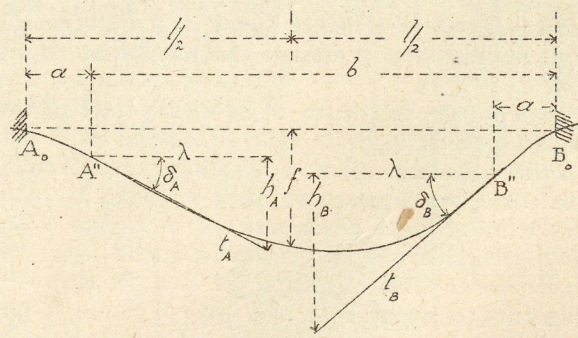


Fig. 24.

nei punti di mezzo A'' e B'' dei segmenti A A' e B B', la cui distanza dagli appoggi A₀ e B₀ indicheremo con a .

Preso perciò l'equazione rigorosa della curva elastica di

(*) C. GUIDI, *Le costruzioni in béton armato*. — Torino, 1900.

una trave imperfettamente incastrata (*), e supposti gli appoggi di livello e la sezione trasversale costante, se ne faccia la derivata rispetto all'ascissa x , e se ne prenda il valore per $x = a$. Risulta:

$$EI \delta_A = \frac{1}{l} \left[\int_a^l M_o (l-x) dx - \int_0^a M_o x dx \right] + \left\{ \begin{aligned} &+ \frac{M_A}{l^2} \left[\int_a^l (l-x)^2 dx - \int_0^a x (l-x) dx \right] + \\ &+ \frac{M_B}{l^2} \left[\int_a^l x (l-x) dx - \int_0^a x^2 dx \right] + \\ &+ z (T_o)_{x=a} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

In questa espressione M_A ed M_B sono i momenti di incastro; M_o e T_o il momento flettente e lo sforzo di taglio, che si verificherebbero nella trave considerata, qualora agli incastri in A_o e B_o si sostituissero dei semplici appoggi;

z poi sta per indicare $\chi \frac{E}{G} \rho^2$, cioè il prodotto del coefficiente χ del lavoro di deformazione nel taglio per il rapporto dei moduli di elasticità normale e tangenziale, per il quadrato del raggio d'inerzia verticale della sezione.

Naturalmente, essendo a rigore la sezione della trave variabile, in causa del ripiegamento di una parte dell'armatura in prossimità degli appoggi, si dovranno prendere per l e per ρ i loro valori medii, e in questa scelta l'errore commesso non può essere che minimo, attesa la piccola variazione dei valori stessi.

Nelle esperienze fatte, trattandosi di carichi uniformemente ripartiti di intensità totale Q , si ha:

$$T_o = \frac{Q}{2l} (l-2x) \quad M_o = \frac{Q}{2l} x(l-x)$$

$$M_A = -\frac{Ql}{12} + EI \frac{z(x+\beta) + \frac{l^2}{6}(2\alpha-\beta)}{zl + \frac{l^3}{12}} \quad (2)$$

ed un'espressione analoga per M_B che si deduce dalla (2), scambiando α con β .

Sostituendo le precedenti espressioni nella (1), ed eseguendo le integrazioni indicate, si ottiene:

$$(12zl + l^3) \left\{ \delta_A - \frac{Q}{12EI} \frac{l-2a}{l} [ab+6z] \right\} = \left\{ \begin{aligned} &= \alpha [6z(l-2a) + l(l^2 - 4la + 3a^2)] + \\ &+ \beta [6z(l-2a) + l(2la - 3a^2)], \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

nonchè un'altra equazione per δ_B ottenibile dalla precedente col solito scambio di α con β .

Si possono quindi calcolare α e β in funzione delle quantità note δ , risolvendo il sistema delle equazioni (3). Si ottiene:

$$\alpha = -\frac{Q}{12EI} (ab+6z) + (\delta_A - \delta_B) \frac{6z}{l^2 - 6la + 6a^2} + \left\{ \begin{aligned} &+ l \frac{\delta_A (l^2 - 4la + 3a^2) - \delta_B (2la - 3a^2)}{(l-2a)(l^2 - 6la + 6a^2)}, \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

e analogamente β , scambiando δ_A con δ_B .

Ricorrendo poi di nuovo all'equazione generale della curva elastica, o più semplicemente, facendo uso del principio della sovrapposizione degli effetti, si calcola facilmente l'abbassamento f del punto di mezzo:

$$f = \frac{1}{384} \frac{Ql^3}{EI} + \frac{1}{8} \chi \frac{Ql}{GF} + \frac{1}{8} l(\alpha + \beta), \quad (5)$$

i cui tre termini rappresentano rispettivamente la freccia di incurvamento prodotta dal solo momento flettente in una trave perfettamente incastrata agli estremi, quella causata dallo sforzo di taglio, e l'abbassamento della sezione di mezzo dovuto alle rotazioni α e β delle sezioni di incastro.

Per mezzo delle espressioni (4) di α e β sostituite nella (5) si ottiene finalmente:

$$f = \frac{1}{384} \frac{Ql}{EI} (l^2 - 8ab) + \frac{1}{8} \frac{l^2 (h_A + h_B)}{\lambda (l - 2a)}, \quad (*) \quad (6)$$

ove, in luogo di δ_A e di δ_B si sono posti gli abbassamenti h_A ed h_B delle estremità delle tangenti t divisi per la lunghezza λ delle tangenti stesse.

Sostituendo nella (6) ai simboli i valori numerici del caso presente, cioè:

$$l = 800 \text{ cm.}, \quad a = 15 \text{ cm.}, \quad b = 785 \text{ cm.}, \quad \lambda = 377 \text{ cm.};$$

si ottiene la formola per il calcolo dei moduli di elasticità corrispondenti ai valori successivi del carico Q :

$$f = 0,01137 \frac{10^8 Q}{EI} + 0,2755 (h_A + h_B), \quad (6')$$

dedotta scegliendo per unità di lunghezza il centimetro (**).

Si pongano ora nella (2) al posto di α e di β i loro valori calcolati colla (4); dopo una serie di trasformazioni piuttosto laboriose, ma senza difficoltà, si ottiene:

$$M_A = -\frac{Q}{12l} (l^2 + 2ab + 12z) + \left\{ \begin{aligned} &+ 2EI \frac{h_A (2l^2 - 6al + 3a^2) - h_B (l^2 - 3a^2)}{\lambda (l - 2a) (l^2 - 6al + 6a^2)}, \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

(*) Si poteva giungere alla (6) senza dedurre la (4), occorrendo soltanto conoscere $\alpha + \beta$ e non il valore di ciascuno di essi. Invero le equazioni (3) sono del tipo:

$$A\alpha + B\beta = C \quad B\alpha + A\beta = C'$$

e quindi:

$$\alpha + \beta = \frac{C + C'}{A + B} = \frac{l(\delta_A + \delta_B)}{l - 2a} - Q \left[\frac{ab}{6EI} + \frac{\chi}{GF} \right].$$

Siccome però nel calcolo dei momenti di incastro sono necessarie le espressioni di α e di β , si è premesso qui il calcolo della (4). È poi notevole che la relazione ottenuta è uguale a quella che si ricaverebbe trascurando le deformazioni dovute al taglio. Si potrebbe dare una conferma di questa singolare proprietà, ricorrendo al principio della sovrapposizione degli effetti, dopo aver notato che, mentre i valori di M_A e di M_B differiscono secondochè si calcolano tenendo conto del taglio, o trascurandolo, la loro somma $M_A + M_B$ ne è affatto indipendente.

(**) Non sembri a chi legge effetto di uno scrupolo eccessivo l'aver tenuto conto del fatto che le tangenti materiali t non si trovavano perfettamente in corrispondenza delle sezioni di incastro, per quanto la distanza di 15 cm. possa sembrare piccola rispetto alla lunghezza totale della trave di m. 8.

Invero la formola che si sarebbe dedotta, supponendo $a = 0$ e $\lambda = \frac{1}{2} l$, cioè:

$$f = \frac{Ql^3}{384EI} + \frac{1}{4} (h_A + h_B),$$

avrebbe condotto ad interpretare alcune fasi dell'esperienza in modo affatto diverso, come si dirà in seguito.

(*) C. GUIDI, *Lezioni sulla Scienza delle costruzioni*, Parte II, num. 157.

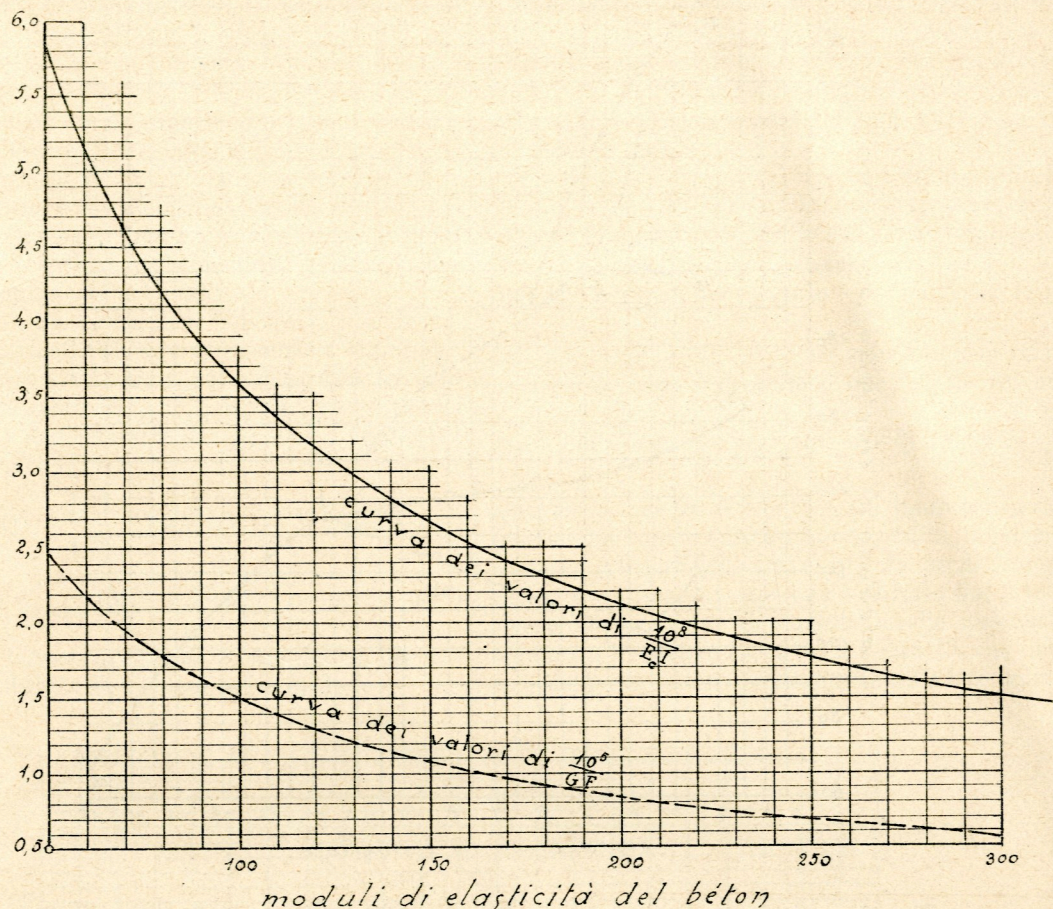


Fig. 26. — Diagramma per il calcolo dei moduli di elasticità.

Soltanto dopo ogni interruzione dell'esperienza, per le ragioni testè ricordate, non potendosi riprendere altrimenti la serie dei calcoli, si dovette supporre che il valore del modulo di elasticità nello stato iniziale fosse ancora lo stesso che era stato determinato nella fase precedente di ricerche per la medesima condizione di carico.

In tali casi però il termine $\frac{Q^0}{E_c^0 I^0}$ della (6'') si riferisce

in modo generico allo stato, dal quale principia la ripresa dell'esperienza, che può differire, come si vede nelle tabelle, dalla condizione iniziale di trave affatto scarica.

I valori di E_c così calcolati servirono a tracciare nella fig. 27 i diagrammi, che rendono sensibile all'occhio la legge di variazione del modulo di elasticità, e permettono un confronto fra le proprietà elastiche della trave armata con staffe, a cui si riferiscono le curve disegnate con linee intere, e quelle della trave senza staffe, a cui corrisponde la curva a tratti.

Questo confronto conferma pienamente i due principi enunciati nelle premesse.

In vero, astrazione fatta dalla rimarchevole superiorità della trave con staffe, per ciò che riguarda il carico di rottura ed il modo col quale la rottura ebbe luogo, la legge di elasticità, incerta nella trave armata con staffe, si è rivelata in modo evidente e conforme ai principii comunemente accettati nella trave senza staffe (*).

In essa infatti troviamo il modulo E_c costantemente uguale a 200 t/cm^2 sino in b , a cui corrisponde un sopraccarico totale di circa 5^t pari ad un peso di 625 kg. per metro lineare di trave e quindi notevolmente maggiore di quello per cui le travi furono calcolate (cfr. nota a pag. 33). In seguito il modulo di elasticità decresce coll'aumentare del carico e raggiunge il suo valore minimo di 156 t/cm^2 pel sopraccarico di $9^t,40$, che, dopo qualche minuto di attesa, produsse la rottura.

Invece, nella trave armata colle staffe, si trovarono per l'applicazione dei primi sopraccarichi valori assai più elevati di E_c , ma decrescenti rapidamente fin dal principio dell'esperienza.

Soltanto dopo due riprese, nelle quali si raggiunsero rispettivamente i sopraccarichi di $3^t,75$ e di $6^t,17$, ritornando ogni volta a zero, si constatò nella terza ripresa una legge più conforme a quella verificata nella trave senza staffe, come appare dall'andamento della curva $a'_s b'_s$. È dunque ragionevole ammettere che, in conseguenza dell'eterogeneità prodotta dalla presenza delle staffe, e dal disagio nell'eseguire la pigiatura, di cui esse sono causa, abbia luogo, sotto l'azione dei primi carichi, un assestamento. In virtù di esso le varie parti del sistema assumono le posizioni migliori per collaborare proporzionalmente alla loro resistenza, come lo prova il periodo che segue, in cui si rivelò un po' meglio la legge di elasticità. In esso, a forti aumenti del sopraccarico, che vi raggiunse il valore di 1300 kg. per m. di trave, corrisposero piccole diminuzioni del modulo E_c , che da 164 t/cm^2 discese a 135 t/cm^2 , conservandosi però notevolmente più basso di quanto fu constatato nella trave senza staffe. Fa seguito anche qui il periodo $b'_s d_s$ delle grandi deformazioni che precedono la rottura, nel quale E_c andò ra-

(*) A conferma di quanto si disse nella 2' nota a pag. 35, 2' col., basti notare che la serie dei moduli, calcolati colla formola citata in detta nota, per l'esperienza del 24 dicembre sulla trave senza staffe sarebbe la seguente: t/cm^2 200, 207, 218, 193, 178, per la quale sarebbe impossibile ogni interpretazione.

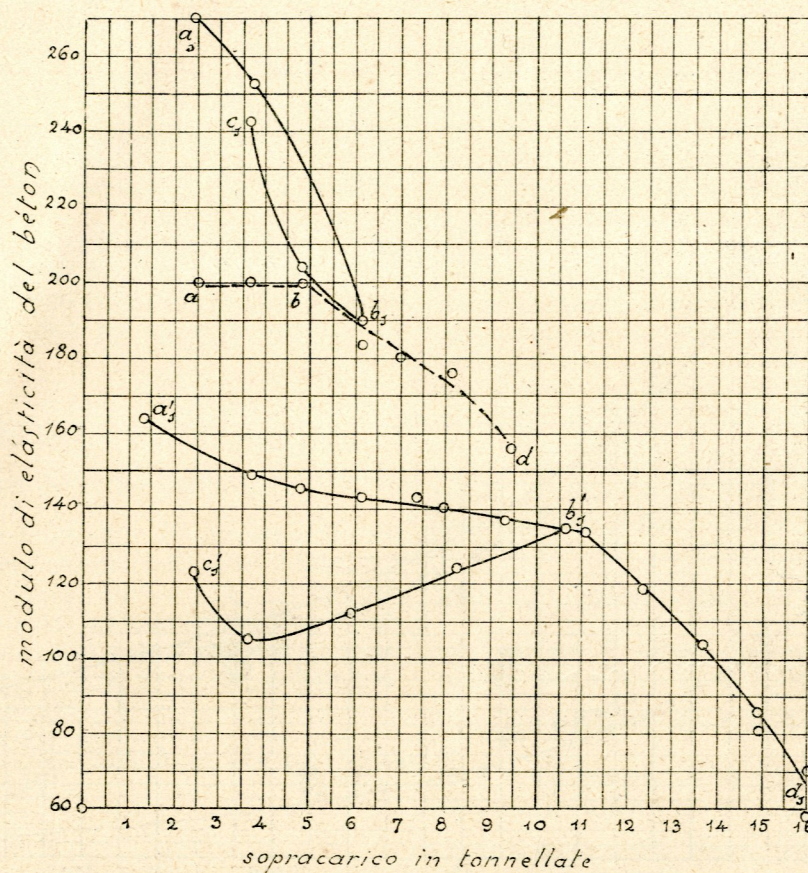


Fig. 27. — Confronto fra la legge di elasticità nella trave con staffe (linea intera) e in quella senza staffe (linea a tratti).

pidamente diminuendo. I valori di $70 \div 58 \text{ t/cm}^2$, ottenuti per il massimo carico raggiunto, coincidono con quelli già determinati in esperienze di natura diversa. Così il professore Guidi, assoggettando a flessione travi in *béton* armate e semplicemente appoggiate agli estremi ottenne come valore minimo $E_c = 55 \text{ t/cm}^2$ (*), ed il prof. Bach sperimentando saggi assai grandi di conglomerati cementizi a compressione semplice dedusse $E_c = 76 \text{ t/cm}^2$ (**).

Un'altra proprietà, rivelatasi con chiarezza nell'esperienza della trave armata con staffe, consiste nella differenza fra i valori per i quali passa il modulo di elasticità E_c nei periodi b, c e b', c' in cui la trave venne scaricata, e quelli dedotti per uguali sopracarichi durante la fase di caricamento. È noto infatti che, sottoponendo un materiale qualsiasi a sforzi superiori al suo *limite di elasticità* A (fig. 28), le deformazioni che in esso avvengono sono in parte evanescenti collo scomparire della sollecitazione che le ha prodotte, in parte rimangono come effetto *permanente* di essa. Quindi, se si scarica il saggio, ripassando gradatamente per gli stessi valori della sollecitazione σ già oltrepassati, si hanno valori di ε maggiori di quelli verificati nella prima fase, ed il diagramma delle deformazioni prende l'aspetto indicato nella fig. 28 dalla curva A B C.

A questo fenomeno, per analogia con quello dell'elettromagnetismo, fu dato il nome di *isteresi elastica* (**).

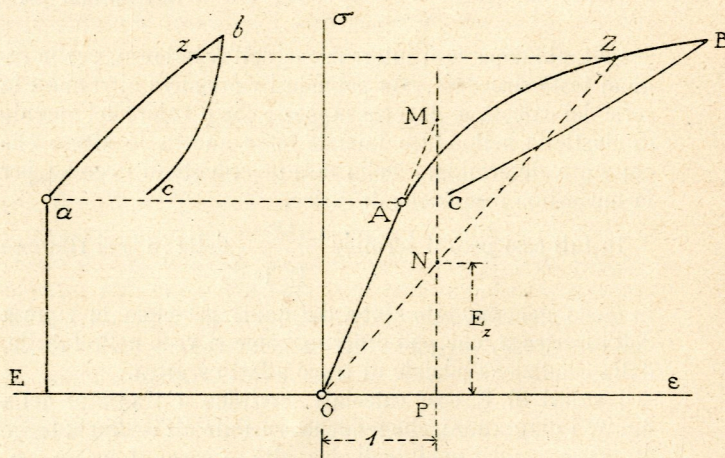


Fig. 28.

Per vederne l'effetto nel diagramma del modulo di elasticità trasformiamo il diagramma $\sigma \varepsilon$ in quello σE .

In virtù dell'equazione fondamentale $\sigma = E \varepsilon$ il modulo di elasticità E_z corrispondente ad uno stato di deformazione qualsiasi z è misurato dall'inclinazione della retta oz rispetto all'asse delle ascisse, ovvero dal segmento che questo raggio intercetta su di una verticale P M situata a distanza 1 dall'origine. Così, per punti, dalla curva A B C si deduce la $a b c$ nel diagramma dei moduli di elasticità, che presenta appunto l'andamento constatato nei due rami della linea corrispondente alla trave armata con staffe rappresentata nella fig. 27.

Naturalmente delle due aree dovute all'effetto di isteresi ha ordinate maggiori la seconda, ottenuta spingendosi a valori assai più grandi di σ .

(*) Memoria citata.

(**) C. BACH, *Abhandlungen und Berichte*. — Stuttgart, 1897.

(***) Cfr. J. A. EWING, *The strenght of Materials*. — Cambridge, 1899. E più recentemente: JAMES MUIR, *On the recovery of Iron from overstrain*. *Philosophical Transactions*. — Vol. 193, n. 1.

6. — *Calcolo dei momenti flettenti e delle tensioni unitarie massime.* — Analogamente a quanto si è fatto per dedurre i valori del modulo di elasticità, la ricerca dei momenti di incastro colla formola (7') e colla sua analoga, ottenuta scambiando h_a con h_b , richiese due ipotesi preliminari. Si ammise, cioè, che sotto l'azione del peso proprio, al principio dell'esperienza, le travi si comportassero come perfettamente incastrate, e che ad ogni successiva ripresa i valori iniziali dei momenti di incastro fossero uguali a quelli dedotti nella fase precedente di caricamento per un medesimo sovraccarico insistente sulla trave.

Convenne perciò trasformare la formola (7') nella seguente (7''), che permette di dedurre i momenti M_a ed M_b , prodotti da un carico totale Q , a cui corrisponda un dato valore di $E_c I$, dai valori M_a^0 , M_b^0 , E_c^0 , I^0 , supposti noti per un carico Q^0 , e dagli incrementi Δh_a e Δh_b , verificatisi nel passaggio da Q^0 a Q :

$$M_a = -70 Q + \frac{E_c I}{10^8} \left[1463 \Delta h_a - 774 \Delta h_b + \frac{10^8}{E_c^0 I^0} (M_a^0 + 70 Q^0) \right]. \quad (7'')$$

Accanto a questa formola si intende scritta l'altra per calcolare M_b , che si deduce da essa nel solito modo.

Così si poterono ottenere i valori registrati nella 7^a e nell'8^a colonna delle due tabelle, e da questi ricavare il momento M nella mezzeria della trave, che non differisce sensibilmente dal massimo momento flettente positivo, salvo nei casi in cui si è constatata una forte diversità fra i due momenti di incastro.

Finalmente si preparò il tracciato grafico della figura 29 per il calcolo delle tensioni unitarie massime corrispondenti, tenendo conto del fatto che le variazioni constatate nel modulo E_c , e quindi nel rapporto $\frac{E_f}{E_c}$, modificano la posizione

dell'asse neutro ed il valore del momento d'inerzia.

A questo scopo si formarono due tabelle dei moduli di resistenza $\frac{y'}{I}$ ed $\frac{y''}{I}$ per una serie di valori di $\frac{E_f}{E_c}$, com-

presi anche qui fra 6 e 40; e ciò tanto per la sezione di mezzo, nella quale l'armatura corre tutta in vicinanza del contorno inferiore della trave, quanto per le sezioni di incastro, ove il tendino superiore è rialzato fino a metà dello spessore della soletta. Con queste tabelle numeriche si disegnarono le quattro curve della figura 29, che riescono più comode, perchè danno direttamente colle loro ordinate tutti

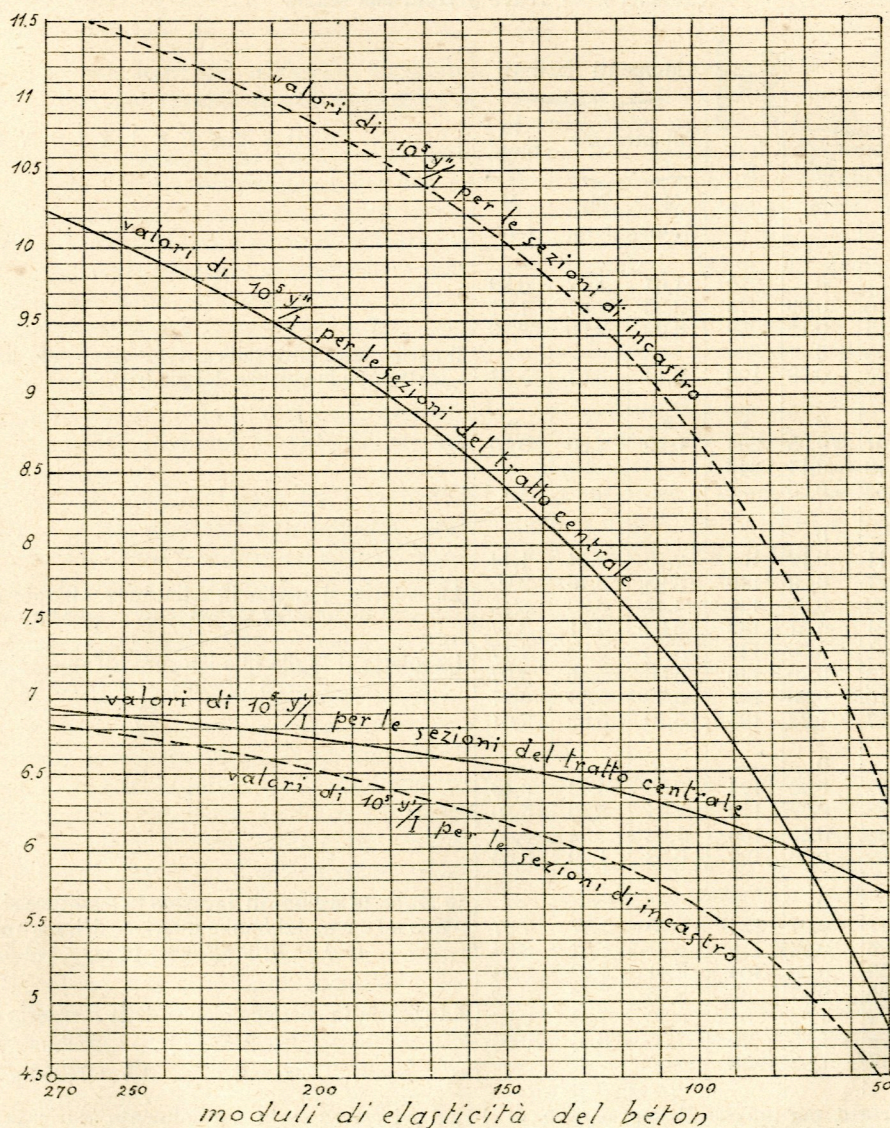


Fig. 29. — Diagramma per il calcolo delle tensioni unitarie massime nel béton.

i valori interpolabili fra quelli calcolati. Il coefficiente 10^5 , che moltiplica i moduli di resistenza, fu poi scelto in rapporto colle unità di misura adottate, per modo che i prodotti delle ordinate lette sul diagramma della figura 29 per il momento flettente, registrato in t. m. nelle tabelle, dessero senz'altro le tensioni σ' e σ'' in kg/cm^2 .

È chiaro che il procedimento accennato costituisce soltanto una prima approssimazione di un metodo rigoroso in cui si tenga conto della variabilità del modulo E_c a punto a punto del solido, in conseguenza della grandezza della deformazione unitaria che ha luogo in ciascun punto. Un tal metodo richiederebbe anzitutto la conoscenza di una relazione fra deformazioni ε e tensioni σ in un materiale sottoposto a sforzi superiori al suo limite di elasticità, per ricostruire con essa la teoria dei solidi inflessi, fondata sinora sul principio di Hooke. Alcuni ingegneri austriaci ricorsero a questo scopo alla formola adottata dal prof. Bach nei suoi studi sperimentali: $\varepsilon = \alpha \sigma^m$, ove α ed m sono costanti, ammettendo al tempo stesso, come pare confermato dalle esperienze del Föppl sui graniti, che nel fenomeno della flessione semplice le sezioni trasversali rimangono piane, anche quando è stato oltrepassato il limite di elasticità. I risultati analitici deducibili in queste ipotesi sono abbastanza semplici nel caso di una trave omogenea

di sezione rettangolare^(*), ma condurrebbero a formole molto complesse per sezioni a T costituite di due materiali differenti, com'è il caso delle travi in *béton armé*. D'altra parte un calcolo delle tensioni σ fatto con questo metodo non darebbe nel caso presente affidamento di una maggiore approssimazione, poichè i momenti di incastro non furono dedotti, tenendo conto della variabilità del modulo E da punto a punto della trave, ed è invece evidente che essi, essendo quantità staticamente indeterminate, devono dipenderne.

Accontentandoci dunque del primo metodo per calcolare le tensioni unitarie massime, trovammo i valori registrati nella colonna delle osservazioni per ogni istante caratteristico dell'esperienza. Dal confronto di questi risultati appaiono due fatti importanti:

Il primo consiste nella piccola differenza fra le tensioni unitarie massime di rottura del *béton* riscontrate nelle due travi, mentre i carichi sorretti ed i momenti flettenti sopportati furono assai maggiori nella trave armata con staffe.

(*) Cfr. nella « Zeitschrift des Österr. Ing. und Arch. Vereines » e in quella « Des Vereines deutscher Ingenieure » i lavori di R. LATOWSKY, W. CARLING, MAX V. THULLIE e FR. V. EM-
PERGER, negli anni 1897, 98 e 99.

TABELLA I. — Trave armata con staffe.

Data dell'esperienza	Sopracarico totale in tonnellate	Lecture			Modulo di elasticità E _e t/cm²	Momenti flettenti			O S S E R V A Z I O N I
		Δh _A cm.	Δh _B cm.	Δf cm.		di incastro		in metà	
						M _A t. m.	M _B t. m.	M t. m.	
24 dicemb. ore 15 ÷ 17	0	0	0	270	1,67	1,67	0,83	Il carico insistente sulla trave senza staffe produce in questo frattempo la rottura del piedritto A.	
	2,47	0,06	0,10	270	3,33	2,87	1,87		
	3,75	0,11	0,15	252	4,02	2,90	2,79		
	0	0,03	0,05	—	—	—	—		
	6,17	1,09	0,96	190	2,14	3,67	5,77		
26 dic. ore 10	6,17	0	0	»	»	»	»	La soletta si taglia in adiacenza all'appoggio A; essendo σ' = 27 kg/cm²; — σ'' = 44 kg/cm²	
	4,80	—0,01	—0,01	204	0,99	2,60	5,50		
	3,60	—0,08	—0,10	242	—	—	—		
	0	—0,39	—0,52	—	—	—	—		
27 dicembre ore 15 ÷ 17	0	0	0	—	—	—	—	La soletta si taglia in adiacenza all'appoggio B; essendo σ' = 33 kg/cm²; — σ'' = 53 kg/cm²	
	1,38	0,04	0,11	164	2,75	2,14	1,44		
	3,75	0,21	0,27	149	3,95	3,46	2,55		
	4,83	0,32	0,38	145	4,42	3,93	3,15		
	6,19	0,46	0,51	143	5,03	4,61	3,87		
	7,40	0,56	0,61	143	5,63	5,23	4,47		
	8,00	0,71	0,73	140	5,60	5,45	4,97		
	9,36	1,10	1,10	137	5,59	5,59	6,27		
4 gennaio ore 15 ÷ 17	10,62	1,55	1,47	135	5,19	5,82	7,61	In ambe le sezioni di incastro le fenditure si sono propagate fino ad 8 cm. dal lembo inferiore della trave: (σ' _f) = 1970 kg/cm²; (σ'' _e) = 120 kg/cm²	
	10,62	0	0	—	—	—	—		
	8,27	—0,03	—0,02	124	3,92	4,43	6,40		
	5,92	—0,16	—0,25	112	2,54	3,70	5,30		
	3,62	—0,40	—0,46	105	1,64	2,54	4,03		
5 gennaio ore 9 1/2 ÷ 12	2,44	—0,51	—0,62	123	0,63	1,99	3,63	La costola in corrispondenza della mezzzeria si fende: σ' = 61; — σ'' = 63 e σ' _f = 28,5 $\frac{17,5}{22,5}$ 61,5 = 1625 kg/cm²	
	10,65	0	0	—	—	—	—		
	11,10	0,05	0,11	134	5,55	5,71	7,97		
	12,30	0,22	0,26	119	6,31	6,61	8,34		
	13,66	0,45	0,59	104	7,41	7,04	8,94		
	14,88	0,80	1,05	86	8,36	7,42	9,49		
	»	1,03	1,24	81	8,03	7,34	9,69		
	16,08	1,86	1,76	70	7,55	8,41	10,60		
	»	2,31	2,17	58	—	—	—		

La trave, dopo aver portato per un'ora il sopracarico di 16,08 ed essere stata parzialmente scaricata, riportata nelle condizioni di prima nel pomeriggio del giorno 7 si rompe.

I simboli delle tensioni unitarie massime sono conformi a quelli adottati nell'opera citata del prof. Guidi.

TABELLA II. — Trave armata senza staffe.

Data dell'esperienza	Sopracarico totale in tonnellate	Lecture			Modulo di elasticità E _c t/cm ²	Momenti flettenti			O S S E R V A Z I O N I
		Δh _A cm.	Δh _B cm.	Δf ^c cm.		di incastro		in metà	
						M _A t. m.	M _B t. m.	M t. m.	
24 dicembre ore 15 ÷ 17	0	0	0	0	200	1,67	1,67	0,83	Rottura del piedritto A e distacco della soletta dal piedritto B.
	2,47	0,11	0,07	0,11	200	2,89	3,31	1,87	
	3,75	0,17	0,13	0,17	200	3,59	4,01	2,45	
	4,94	0,40	0,70	0,42	200	4,92	1,76	4,10	
	»	0,82	1,02	0,62	200	3,19	1,08	5,31	
	0	0,69	0,59	0,28	—	—	—	—	
26 dicemb. ore 10	0	0	0	0	—	—	—	—	La soletta si taglia in adiacenza al piedritto A, mentre σ' passa da 29 a 33 kg/cm ² e -σ'' da 48 a 55 kg/cm ² .
	2,49	0,14	0,33	0,19	200	3,65	1,66	2,33	
	3,77	0,28	0,56	0,32	200	4,42	1,47	3,32	
	4,93	0,46	0,85	0,48	200	5,05	0,94	4,43	
	6,17	0,75	1,34	0,74	183	5,73	0	5,81	
4 genm. ore 15 ÷ 17	4,70	0	0	0	—	—	—	—	Lesione nella costola a m. 1,50 dall'appoggio B, mentre in detto punto il momento varia da 4,25 a 5,29 t. m. e quindi σ' = 44 ÷ 54; - σ'' = 30 ÷ 37 kg/cm ² .
	7,00	0,52	0,59	0,38	180	5,22	1,01	6,38	
	8,18	0,90	0,96	0,62	176	4,90	0,37	8,05	
	9,40	1,03	1,05	0,73	156	5,53	2,16	8,05	

Rottura in corrispondenza a $\sigma'_c = 69$ e $-\sigma''_c = 53$ e $\sigma'_f = 12,8 \frac{17,5}{22,5} 69 = 686$ kg/cm² nella sezione di momento massimo e (σ_f) = 1910 kg/cm² nella sezione adiacente all'appoggio A.

Ciò dipende dai valori più bassi del modulo di elasticità, dedotti per quest'ultima nel periodo in cui avvengono le rotture.

Risulta perciò chiara la relazione che passa fra la differente legge di elasticità e la diversa resistenza dei due sistemi di armatura. Poichè i due fatti, anzichè essere in contraddizione, mostrano nel calcolo dei carichi di rottura che nella trave con staffe, in corrispondenza al sopracarico massimo raggiunto, si hanno nella mezzeria tensioni unitarie nel *béton* dell'ordine di grandezza di quelle constatate nella trave senza staffe (intorno ai 60 kg/cm²), mentre il ferro, che in questa sopportò una tensione di 686 kg/cm², raggiunse in quella, prima che si producesse la fenditura della costola, una tensione di 1625 kg/cm², in virtù del più alto valore del rapporto E_f/E_c .

Il secondo fatto consiste nella differenza fra i carichi di rottura dedotti per le sezioni adiacenti agli appoggi, negli istanti in cui apparvero le prime fenditure nel conglomerato, e quelli calcolati per la sezione di mezzo in corrispondenza al sopracarico che produsse lo sfasciamento della trave. I primi sono effettivamente assai minori dei secondi nella trave armata con staffe, la sola per cui si sia potuto concludere qualcosa in proposito, essendosi in essa raggiunto effettivamente un sopracarico abbastanza grande per comprometterne la stabilità anche nella porzione centrale, come dimostrò la fenditura formatasi nella costola prima dello sfasciamento.

La causa della minore resistenza unitaria del *béton* in prossimità degli appoggi si deve cercare sia nell'effetto dello sforzo di taglio, che vi ha il suo valore massimo, e che in corrispondenza dell'attacco della costola alla soletta può produrre tensioni tangenziali pericolose, sia nella posizione delle barre ripiegate. Invero esse, per la presenza dell'armatura della soletta, non si possono collocare abbastanza vicine al piano superiore della trave, e quindi non esercitano sul conglomerato in un grado altrettanto sentito l'azione benefica constatata dal Considère, confrontando gli allungamenti a cui può andare soggetto senza rompersi il conglomerato di cemento quando è solo, e quando avvolge un'armatura di ferro.

7. — *Conclusioni pratiche.* — Le conseguenze importanti nel campo delle applicazioni, che si possono dedurre dalle ricerche fatte, riguardano la stabilità delle travi in *béton*, in quanto essa dipende dai collegamenti a staffe e dalle condizioni di appoggio. Sotto entrambi gli aspetti, le prove a rottura, istituite sugli esemplari del tipo n. 2 (fig. 22), confermano le osservazioni fatte sulle due travi del tipo n. 1, sebbene i risultati dedotti da quelle non abbiano un valore assoluto, poichè la deficiente larghezza della costola e la posizione delle travi troppo vicine alle estremità dei piedritti provocarono uno sfasciamento prematuro, come si era preveduto.

La trave armata con staffe sopportò un sopracarico massimo di t. 9,57 con una freccia di 23 mm., e, forse prima di raggiungere il limite della sua resistenza, si rovesciò di fianco pel difetto di posa testè accennato. Quella senza staffe si rompe con t. 6,40 di sopracarico e 16,4 mm. di freccia. La differenza constatata, sebbene non sia così rilevante come quella ottenuta sperimentando gli esemplari del tipo n. 1 (fra i quali il saggio munito di staffe sopportò un sopracarico massimo di circa 3¼ superiore all'altro), è però tale da togliere ogni dubbio sulla generalità del principio, che risulta in modo non meno evidente dai caratteri diversi della rottura nei due sistemi di armatura messi a confronto.

Invero, nelle travi armate senza staffe, lo sfasciamento ebbe luogo in modo istantaneo in seguito alla formazione di fenditure oblique, in adiacenza degli appoggi, risultanti di due tratti ben distinti: uno, che, partendo dal lembo inferiore della trave accanto al piedritto, si dirige verso l'alto, fino a raggiungere la barra ripiegata dell'armatura; l'altro che asseconda l'andamento della barra stessa.

Si confronti a questo proposito la fig. 30 dalla parte dell'appoggio sinistro contraddistinto colla lettera A, in adiacenza al quale avvenne la rottura, appunto come facevano prevedere i valori elevati dei momenti di incastro dedotti nella Tabella II.

Invece nelle travi munite di staffe si riscontrarono le tre fenditure trasversali: due in adiacenza degli incastrati ed una



Fig. 30. — Trave armata senza staffe sottoposta al carico di rottura di 9400 kg.

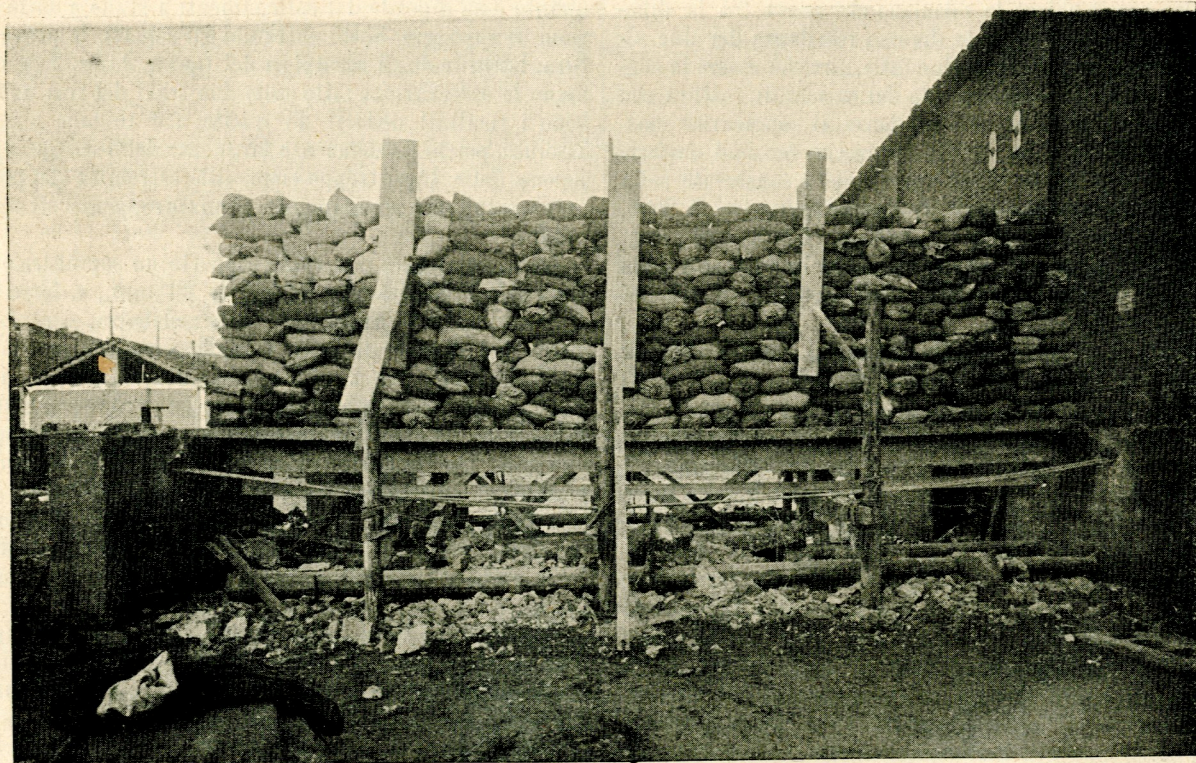


Fig. 31. — Trave armata con staffe sorreggente il carico massimo di 16 080 kg.

nella mezzeria. Eppure, malgrado questo, nell'esemplare del tipo n. 1 poté essere sorretto per circa un'ora il sopracarico massimo di 16 t. (fig. 31), quattro volte maggiore di quello pel quale le travi furono calcolate, secondo quanto fu detto nella nota a pag. 33. Soltanto in un'ultima ripresa dell'esperienza, dopo avere ancora una volta alleggerita la trave e avere ricostituito in seguito il carico di prima, nell'istante in

cui si principiava a collocarvi nuovi sacchi ebbe luogo la rottura, per la quale non è da escludersi l'ipotesi che possa essere stata affrettata dalla demolizione avvenuta nel frattempo della trave senza staffe poggiante sugli stessi piedritti.

La presenza delle staffe corregge dunque efficacemente il difetto di fragilità, che dimostrano le travi di grande portata

senza collegamenti trasversali, e che le rende perciò mancanti di quel grado di sicurezza, che è prima condizione perchè un elemento costruttivo di tanta importanza possa venire convenientemente adottato.

Un'altra conseguenza dei fatti osservati e dei calcoli premissi è il modo di comportarsi degli incastri, pei quali, come risulta dalle Tabelle I e II, si sono constatati per carichi Q anche più elevati di quelli in uso nelle esperienze di collaudo dei momenti flettenti uguali e talvolta maggiori ad $1\frac{1}{2} Ql$. È dunque assolutamente giustificato il suggerimento di calcolare gli incastri come perfetti (*), non solo nel caso in cui i muri sovrastanti impediscono col loro peso le rotazioni delle sezioni estreme delle travi, ma anche quando, come avvenne nelle esperienze fatte, gli appoggi sono affatto scarichi. Poichè, in tal caso, se le sezioni estreme soffrono rotazioni di ampiezza diversa, quella che ha ceduto di meno potrà risentire un momento d'incastro assai grande.

Ora il momento resistente delle travi Hennebique è alquanto minore nei tratti estremi che nella porzione centrale, quelli quindi a preferenza di questo devono cedere per primi in un'esperienza a rottura; e così accadde di fatto. In vero le fenditure della soletta in adiacenza agli appoggi si palesarono alquanto tempo prima della rottura, mentre la lesione della costola nella mezzzeria apparve in uno solo dei quattro esemplari, e soltanto quando fu applicato il carico capace di sfasciarlo.

Sono dunque da considerarsi come assai opportuni i ripieghi adottati per rinforzare le travi sugli appoggi, sia collocandovi dei ferri addizionali, sia, nel caso di due nervature poste l'una in continuazione dell'altra, protraendo per un certo tratto al di là del piano di separazione i tondini che le armano, in modo che la sezione dei ferri risulti raddoppiata.

Invero, se l'esperienza conferma che la stabilità di questi sistemi non è compromessa per la sola formazione di tali fenditure, è però certo che la loro buona conservazione non può essere assicurata che dalla perfetta integrità di tutte le parti, dalla quale inoltre riuscirà accresciuta la fiducia che il *béton armato* va oggi conquistandosi, e che è mezzo e scopo del successo.

Ing. M. PANETTI.

MECCANICA APPLICATA

INFLUENZA

DELLE MOLLE SUL CIMENTO MASSIMO PRODOTTO DA CARICHI DINAMICI.

1. — Fra gli organi in moto delle macchine sono ben più probabili che non sulle membrature di un solaio, di una tettoia, di un ponte, gli urti, od almeno le applicazioni subitanee di forze esterne in tutta la loro intensità; di qui la maggiore importanza che in meccanica applicata alle macchine ha l'argomento della resistenza dei materiali alle cosiddette azioni dinamiche. Riteniamo perciò utile, non soltanto dal lato teorico, ogni contributo allo studio di tale argomento, qual è quello modesto offerto nella presente Nota.

2. — Un'asta AB ad asse rettilineo verticale (fig. 32) sia all'estremo superiore A fissa ad un corpo di resistenza indefinita, ed all'altro estremo B porti un peso Q_1 rigidamente ad essa collegato e funzionante da ritegno contro un corpo di peso Q_2 infilato sull'asta, e che si lasci cadere senza velocità iniziale dall'altezza h contata dalla superficie superiore del corpo Q_1 .

(*) Cfr. C. GUIDI, *Le costruzioni in béton armato*.

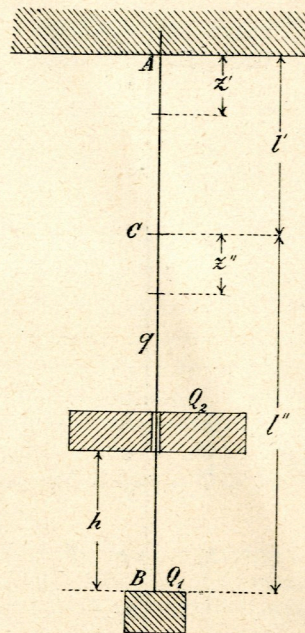


Fig. 32.

Trascurando ogni resistenza alla caduta del corpo Q_1 per l'altezza h , detta u la velocità comune ai due corpi Q_1 e Q_2 nell'istante in cui cessa l'urto, supposto inelastico, indicando con q il peso proprio dell'asta, e con αq il corrispondente peso ridotto al punto B , nell'ipotesi che lo scuotimento per l'urto non si estenda oltre il punto A , l'equazione della conservazione della quantità di moto dà:

$$Q_2 \sqrt{2gh} = (Q_2 + Q_1 + \alpha q) u \quad (1)$$

e ponendo:

$$\theta = \left(\frac{Q_2}{Q_2 + Q_1 + \alpha q} \right)^2 \quad (2)$$

si ha:

$$u = \sqrt{2g\theta h}. \quad (3)$$

3. — Sia l la lunghezza naturale AB_0 dell'asta AB (figura 33), quando cioè non è soggetta a sforzo assiale alcuno; per effetto del peso proprio l'asta medesima si allungherà di certa quantità $B_0B = \delta_0$; per l'aggiunta del carico Q_1 di altra quantità $B_1B = \delta_1$ e per l'aggiunta del carico Q_2 applicato staticamente, cioè con legge lentamente crescente a partire dall'intensità zero, si allungherebbe di $B_1B = \delta_2$. E se supponesi non vengano oltrepassati i limiti dell'elasticità, può scriversi:

$$\frac{\beta q}{\delta_0} = \frac{Q_1}{\delta_1} = \frac{Q_2}{\delta_2} = \lambda^2, \quad (4)$$

dove il coefficiente β dipende dalla forma dell'asta AB (per forma prismatica $\beta = \frac{1}{2}$) e la quantità λ^2 dipende dalla forma e dal materiale dell'asta medesima.

Prima che avvenga l'urto, l'asta avrà la lunghezza:

$$l + \delta_0 + \delta_1,$$

essendo assoggettata nella sua sezione terminale B ad una tensione:

$$T_0 = \lambda^2 \delta_1 = Q_1. \quad (5)$$

Contati i tempi dall'istante in cui termina l'urto, se con x indicasi lo spazio insieme percorso alla fine del tempo t dai corpi Q_1 e Q_2 , e con T la tensione allo estremo B del-

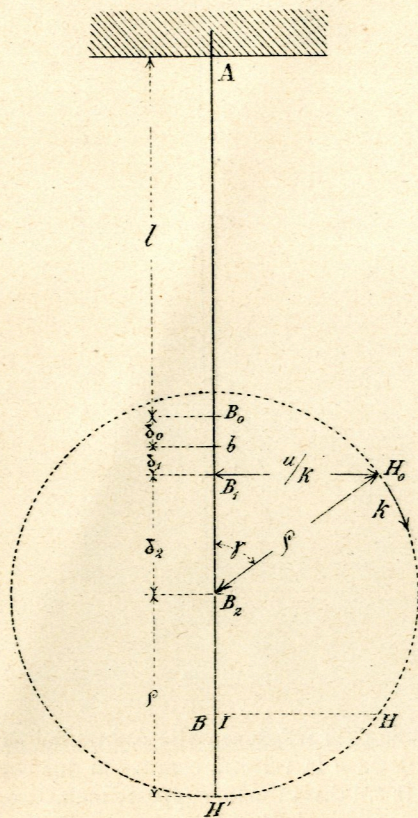


Fig. 33.

l'asta alla fine del tempo t , l'equazione del moto dei due corpi Q_1 e Q_2 dopo l'urto può scriversi:

$$\frac{Q_1 + Q_2}{g} \frac{d^2 x}{dt^2} = Q_1 + Q_2 - T, \quad (6)$$

dove:

$$T = \lambda^2 (x + \delta_1) = \lambda^2 (x - \delta_2) + Q_1 - Q_2 \quad (7)$$

e per conseguenza, fatto:

$$x - \delta_2 = y \quad (8)$$

e

$$k^2 = \frac{g}{\delta_1 + \delta_2} \quad (9)$$

si ha:

$$\frac{d^2 y}{dt^2} = -k^2 y. \quad (6')$$

Integrata la (6') e determinate le costanti d'integrazione mercè la duplice condizione per:

$$t = 0 \quad x = 0 \quad \text{od} \quad y = -\delta_2$$

e

$$\frac{dy}{dt} = \frac{dx}{dt} = u \quad (10)$$

si ha:

$$x - \delta_2 = \rho \cos(kt + \gamma), \quad (11)$$

dove:

$$\rho^2 = \delta_2^2 + \frac{u^2}{k^2} \quad \text{e} \quad \text{tg } \gamma = \frac{u}{k \delta_2}. \quad (12)$$

Normalmente ad AB_1 si porti:

$$\overline{B_1 H_0} = u : k; \quad (13)$$

sarà:

$$\overline{B_2 H_0} = \rho \quad \text{e} \quad \widehat{B_1 B_2 H_0} = \gamma.$$

4. — Descrivasi il cerchio di centro B_2 e raggio ρ , e su di esso a partire da H_0 all'inizio dei tempi suppongasi muoversi nel verso della freccia, con velocità costante k , un punto H ; la proiezione I sulla AB della posizione di H alla fine del tempo t coinciderà con la posizione simultanea dello estremo B dell'asta di sospensione.

Supposti eguali i carichi di sicurezza a tensione ed a compressione per l'asta AB , basterà considerare il massimo allungamento sofferto da questa, misurato da $\overline{B_0 H'}$, se H' è il punto più basso della circonferenza traiettoria del punto H , cioè da:

$$\delta = (\delta_0 + \delta_1) + (\delta_2 + \rho). \quad (14)$$

Nella prima parentesi è il termine riferente al carico morto $q + Q_1$, nella seconda quello relativo al carico dinamico Q_2 applicato con velocità iniziale u .

5. — Per $u = 0$:

$$\rho = \min \rho = \delta_2,$$

epperiò:

$$\delta = (\delta_0 + \delta_1) + 2\delta_2; \quad (15)$$

quindi supposto il carico Q_2 applicato subitaneamente in tutta la sua intensità, benchè senza velocità, il suo effetto, da sommarsi poi a quello dovuto al carico morto, risulta doppio di quello corrispondente allo stesso carico Q_2 staticamente applicato. È questo un corollario di noto teorema più generale di resistenza dei materiali.

6. — Se l'asta AB ha sezione costante F e peso q trascurabile a fronte di $Q_1 + Q_2$, detto E il modulo di elasticità del materiale di cui essa consta, dovremo fare:

$$\alpha = 0$$

$$\theta = \left(\frac{Q_2}{Q_1 + Q_2} \right)^2 \quad \delta_1 = \frac{Q_1 l}{EF} \quad \delta_2 = \frac{Q_2 l}{EF} \quad (16)$$

e perciò, posto:

$$\sigma_2 = \frac{Q_2}{F} = \text{tensione unitaria dovuta al carico statico } Q_2; \quad (17)$$

$$\rho = \delta_2 \sqrt{1 + 2 \frac{h}{l} \frac{Q_2}{Q_1 + Q_2} \frac{E}{\sigma_2}}. \quad (18)$$

Onde la tensione unitaria massima dovuta al solo carico dinamico Q_2 sarà:

$$\sigma_u = \sigma_2 \left(1 + \sqrt{1 + 2 \frac{h}{l} \frac{Q_2}{Q_1 + Q_2} \frac{E}{\sigma_2}} \right). \quad (19)$$

7. — Fissato il carico Q_2 , crescendo Q_1 cresce proporzionalmente σ_1 , ma va diminuendo σ_u ; può interessare la determinazione del valore del rapporto:

$$x = Q_1 : Q_2 \quad \text{ovvero di} \quad \xi = 1 + x = (Q_1 + Q_2) : Q_2 \quad (20)$$

pel quale a dato valore di σ_2 corrisponde il minimo della tensione unitaria totale:

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_u. \quad (21)$$

Il valore più conveniente di ξ è radice dell'equazione:

$$\xi^6 + 2 \frac{h E}{l \sigma_2} \xi^5 - \left(\frac{h E}{l \sigma_2} \right)^2 = 0 \quad (22)$$

la cui soluzione può eseguirsi per tentativi.

Supposto, per esempio:

$$\sigma_2 = \text{tonn. } 0,1 \text{ per cm}^2 \quad E = \text{tonn. } 2000 \text{ per cm}^2$$

$$h : l = 1 : 100,$$

la (22) riducesi alla:

$$\xi^6 + 400 \xi^5 - 40000 = 0$$

dalla quale ricavasi:

$$\xi = \sim 2,5,$$

onde:

$$x = 1,5 \quad \sigma = 0,15 + 1,37 = 1,52 \text{ t/cm}^2.$$

Per $x = 0$ avrebbersi invece:

$$\sigma = 2,1 \sim \text{t/cm}^2.$$

L'aggiunta di peso morto in ragione adatta, quantunque porti nella somma σ un termine non trascurabile, può riuscire favorevole alla stabilità, in quanto notevolmente attutisce gli effetti dell'urto; è questa pure una proposizione nota della teoria della resistenza dei materiali.

8. — Le formule precedenti suppongono fisso l'estremo A, onde, per esempio, esse non si possono applicare al calcolo dei tiranti verticali dei ponti sospesi, rispetto ai quali le gomene devono ritenersi agenti piuttosto come *molle elastiche* non poco cedevoli. Ora l'influenza di una molla assai cedevole inserita ad un estremo dell'asta A B varia da caso a caso, potendo essere ora nulla ed ora grandissima.

9. — A meglio precisare l'idea, suppongasì l'asta A B formata di due tronchi A C e C B (fig. 32); il tronco A C consti di una molla, la cui *tara* sia τ , cioè sia τ lo sforzo che ne produce l'allungamento elastico eguale all'unità di lunghezza; indichiamo ancora con l , F, E, le quantità relative al tronco C B. Sarà:

$$\frac{\delta_1}{Q_1} + \frac{\delta_2}{Q_2} = \frac{l}{EF} \left(1 + \frac{EF}{\tau l} \right) \quad (23)$$

e l'allungamento elastico δ dato dalla (15) si dividerà in due parti δ' e δ'' rispettivamente per l'asta e per la molla, essendo:

$$\delta' : \delta'' = \tau : \frac{EF}{l} \quad (24)$$

e quindi:

$$\delta' = \delta \left(1 + \frac{EF}{\tau l} \right)^{-1}. \quad (25)$$

Perciò per l'asta C B, di cui ancora supponiamo trascurabile il peso proprio q a fronte di Q_1 , la tensione unitaria dovuta al solo carico dinamico Q_2 sarà:

$$\sigma_u = \sigma_2 \left[1 + \sqrt{1 + 2 \frac{h}{l} \frac{Q_2}{Q_1 + Q_2} \frac{E}{\sigma_2} \left(1 + \frac{EF}{\tau l} \right)^{-1}} \right]; \quad (26)$$

l'influenza della molla esplicasi adunque colla riduzione del rapporto $\frac{h}{l}$ fra l'altezza di caduta e la lunghezza dell'

asta nel rapporto $\left(1 + \frac{EF}{\tau l} \right)^{-1}$.

10. — Per $u = 0$, cioè $h = 0$, è $\sigma_u = 2 \sigma_2$, come se non esistesse la molla; *quando trattasi di carico subitaneamente applicato in tutta la sua intensità, ma senza velocità iniziale, l'azione della molla è nulla* per quanto si riferisce alla riduzione degli sforzi unitari massimi.

11. — Ma per h diverso da zero, cioè nel caso di urto propriamente detto, l'influenza della molla può essere assai sensibile. Supposto, per esempio, $\frac{EF}{\tau l} = 4$, cioè a parità di sforzo totale di trazione la molla si allunghi del quadruplo di quanto si allunga l'asta:

per $\frac{h}{l} = \frac{1}{100}$, $E = 2000 \text{ t/cm}^2$, $\sigma_2 = 0,2 \text{ t/cm}^2$, e $Q_1 = 0$ risulta:

$$\sigma_u = 7,4 \sigma_2,$$

e per $Q_1 = 3 Q_2$:

$$\sigma_u = 4,32 \sigma_2,$$

mentre che per $\frac{EF}{\tau l} = 0$, cioè non supponendosi la molla, si ha rispettivamente:

$$\sigma_u = 15,2 \sigma_2 \text{ e } \sigma_u = 8,1 \sigma_2 \text{ per } Q_1 = 0 \text{ e } Q_1 = 3 Q_2.$$

12. — Se il rapporto $\frac{EF}{\tau l}$ si fa *crescere indefinitamente*,

qualunque sia h , cioè qualunque sia la velocità d'urto, sarà:

$$\lim. \sigma_u = 2 \sigma_2;$$

se quindi ad uno degli attacchi dell'asta A B, al corpo Q_1 ovvero all'estremo superiore, si inserisce una *molla elastica molto cedevole*, possiamo ritenere che qualunque sia l'intensità della percossa, questa non si faccia sentire sull'asta che come un carico subitaneamente applicato in tutta la sua intensità, ma senza velocità iniziale, sicchè le tensioni unitarie massime di poco superino il doppio delle tensioni dovute ad eguale carico statico.

13. — Se però così provvedesi per favorire la stabilità dell'asta, coll'esagerare il valore della deformazione δ , si viene ad esagerare altresì l'ampiezza delle vibrazioni (diametro del cerchio $H_0 H'$), ciò che può essere nocivo per altri riguardi.

Così mentre spieghiamo come il cedimento delle gomene maestre di un ponte sospeso sia favorevole alla stabilità dei tiranti di sospensione, riesce manifesta la opportunità della trave di irrigidimento, che nei moderni ponti sospesi si accoppia alle gomene per frenare le scomode e pericolose oscillazioni dell'impalcato. Così mentre giustifichiamo l'impiego di molle elastiche nell'attacco delle funi di estrazione ai recipienti allo scopo di migliorare le condizioni di stabilità delle funi soggette ad urti per subitanea distensione, comprendiamo per altro come l'abuso di un tale ripiego possa originare movimenti parassiti e dannosi. E come spieghiamo la convenienza dell'attacco elastico per i grossi cavi di ormeggio e la necessità delle molle di trazione nei veicoli ferroviari per parare agli effetti disastrosi di tutt'altro che improbabili azioni d'urto, abbiamo anche ragione di taluni dei moti anormali, o parassiti che dir si voglia, dei veicoli ferroviari.

14. — Quando non sia lecito fare astrazione dal peso proprio del tirante, occorre determinare il *coefficiente di riduzione alla sede di urto*. Se, per esempio, il tirante consta di due tronchi A C e C B rispettivamente di lunghezze l' ed l'' , di sezioni trasversali costanti F' ed F'' , di moduli d'elasticità E' ed E'' , pesanti Q' e Q'' , il peso del tirante ridotto al punto B sarà espresso da:

$$q_r = \alpha Q' + \beta Q'', \quad (27)$$

dove i coefficienti α e β vanno dedotti dalla condizione che all'istante in cui cessa l'urto la massa $\frac{q}{g}$ concentrata in B

acquista forza viva eguale alla simultanea forza viva animante tutto il tirante. E perciò, come suolsi (*), in mancanza di più sicura guida, supponesi che le velocità simultanee delle singole masse elementari stieno negli stessi rapporti in cui stanno gli spostamenti elastici di dette masse nella ipotesi di un carico statico P applicato alla sede B di urto.

Detta u la velocità del punto B, v' la velocità in corrispondenza della sezione del tronco A C distante z' da A e v'' la velocità in corrispondenza della sezione del tronco C B

(*) Cfr. GRASHOF, *Theorie der Elasticität und Festigkeit*. — Berlin, 1878, pag. 375.

Ora se ω è la velocità angolare di rotazione della manovella, che la presenza del volante permette di ritenere costante, e v la velocità acquisita dal complesso degli organi propellenti durante il tempo τ in cui percorrono lo spazio s , si ha:

$$\beta = \omega \tau, \quad (38)$$

$$\tau = 2 s : v, \quad (39)$$

$$v = \sqrt{2 a s}. \quad (40)$$

Eliminando β , τ , v fra le (37), (38), (39) e (40), risulta:

$$s = \frac{\chi + \gamma + \gamma_1}{1 - \frac{R}{a} \omega^2}. \quad (41)$$

Non è esagerato assumere:

$$\gamma + \gamma_1 = \text{mm. } 0,74 \quad \text{e} \quad \chi = \text{mm. } 0,26$$

(ciò che corrisponde ad uno sforzo unitario $\sigma = 2 \text{ kg/mm}^2$ ed al modulo di elasticità $E = 20000 \text{ kg/mm}^2$ per una lunghezza complessiva di 2600 mm. dello stelo dello stantuffo e della biella); supposto $R = 300 \text{ mm.}$ e 90 giri al 1' la velocità di rotazione della manovella, trovasi:

$$s = \text{mm. } 1,25 \sim$$

e per conseguenza $v = 0,572 \text{ m/1"}$. Tale velocità, quando appena la manovella ha ruotato di neppure 4° a partire dal punto morto, non è certo trascurabile.

20. — Avuto riguardo a che la massa complessiva degli organi propellenti è piccola a fronte di quella degli organi solidali col bottone della manovella, si può ritenere che tutta la velocità v degli organi propellenti vada perduta, epperò stelo e biella sarebbero nelle condizioni di un'asta cui viene ad applicarsi tutto il carico assiale $p \Omega$ con urto corrispondente alla velocità v .

21. — Si osservi però che lo stantuffo, il quale trovasi all'estremità di questa asta opposta alla sede dell'urto, non è fisso ad un corpo di resistenza indefinita, ma posa contro il vapore di introduzione, che è in diretta comunicazione con la caldaia, epperò va ritenuto a pressione costante, come a pressione costante va ritenuto il vapore a valle dello stantuffo. Il vapore che preme su ambe le faccie lo stantuffo funziona adunque come una molla inserita fra le pareti del cilindro e lo stantuffo, molla il cui modulo di elasticità è nullo. Siamo quindi nel caso in cui si può ritenere $\frac{E F}{l \tau} = \infty$, e di conseguenza, per quanto si riferisce agli sforzi unitari massimi sofferti dallo stelo e dalla biella, l'urto non ha effetto diverso da quello dovuto alla subitanea applicazione della forza $p \Omega$ senza velocità iniziale, cioè doppio di quello corrispondente ad eguale sollecitazione statica.

22. — La sufficiente compressione del vapore in fine della corsa di ritorno, oltre a ridurre, com'è noto, la perdita di rendimento dovuta agli spazi nocivi, combinata con razionali dimensioni e pesi degli organi propellenti, può evitare il salto brusco in fin di corsa della pressione p e così render nulle le azioni d'urto nella direzione del moto dello stantuffo, dovute all'elasticità del metallo; per altro la scelta giudiziosa del lubrificante può colmare i giuochi alle articolazioni, contribuendo a tranquillizzare la marcia della macchina.

Palermo, marzo 1902.

Ing. ELIA OVAZZA.

NOTIZIE

I nuovi progetti per la Biblioteca Nazionale di Firenze.

— Già dal 1899, nel numero di gennaio, l'« Ingegneria » ha preso in esame un progetto che l'ing. Arnaldo Ginevri aveva escogitato in opposizione all'idea ufficiale che si aveva allora di un palazzo per la Biblioteca Nazionale da farsi, nuovo di pianta, in una località del « Vecchio centro » di Firenze.

Ora che ufficialmente, con un progetto dell'ing. Enrico Bovio del Genio civile, studiato nel 1901, domina l'idea di un altro palazzo da farsi, pure nuovo di pianta, nella località di S. Croce, il Ginevri ritorna in campo con nuove critiche alla località prescelta e con un nuovo progetto per ribadire la sua antica idea di un palazzo da farsi nei pressi del Palazzo della Signoria.

Che io sappia, il progetto Bovio non è dato alle stampe, quindi non è possibile discutere sulle critiche mosse dal Ginevri a quel progetto. Per opposto, il progetto Ginevri è stato reso di pubblica ragione, e la pianta in piccolo e una recensione della Relazione si trovano nel fascicolo di febbraio u. s. della « Nuova Rassegna Tecnica Internazionale », che si pubblica a Firenze; quindi è possibile esprimere su questo progetto il proprio pensiero.

Il Ginevri vorrebbe atterrare le vecchie case che fiancheggiano gli attuali Archivi di Stato e si distendono a tergo ed a fianco della Loggia della Signoria, e destinare al nuovo edificio per la Biblioteca tutto il grande isolato circoscritto dalle piazze della Signoria e degli Uffizi e dalle vie Archibusieri, Lambertesca e Vacchereccia.

Gli è certo che a questo modo la Biblioteca continuerebbe ad occupare una località comoda e centrale, e troverebbe tutta la desiderabile area per i suoi uffici, per le sue sale di lettura, per quelle di conservazione dei libri e per le future espansioni. Di più, con ciò non solo si risolverebbe il problema della Biblioteca, ma si farebbe un vero sventramento a scopo igienico, e per di più si verrebbe anche a sopprimere quel gruppo di misere case che ora fiancheggiano la Loggia e prospettano sulla piazza della Signoria.

Se sotto tali aspetti il progetto Ginevri è degno di encomio, d'altra parte è da respingere la sua idea, colla quale vorrebbe costituire la elevazione esterna del nuovo edificio con la riproduzione e la continuazione delle arcate e del prospetto esterno adoperato dal Vasari a costituire le gallerie degli Uffizi.

Fatte con tutt'altro scopo e con un ordine di idee diametralmente opposto a quello delle esigenze di una grande biblioteca moderna, come possono le arcate Vasariane acconciarsi all'ufficio che loro vuole imporre il Ginevri?

E, d'altra parte, le arcate Vasariane, che per sorpresa si vedessero comparire sulla piazza dei Signori ed a fianco di quelle della grande Loggia, non solo formerebbero un plagio enorme, ma rimarrebbero schiacciate dalla maestosità del confronto della Loggia stessa e dalla maggiore ampiezza della piazza.

Decisamente, si può fare voti: si faccia pure un nuovo, un grande edificio per la Biblioteca; e questo nuovo tempio del pensiero trovi, conservi la sua sede in quel gruppo monumentale e storico dei maggiori monumenti civili di Firenze; ma, per carità, se un nuovo edificio pubblico si deve costruire e che debba affacciarsi sulla piazza della Signoria, sia esso un edificio franco e sincero come sono franchi e sinceri i vecchi edifici di questa piazza. Abbia anche lui, questo nuovo edificio, l'onestà di una forma esterna derivata dalle giuste forme ed esigenze dell'interno; sia, in altri termini, un edificio d'arte moderna. Sia d'un'arte moderna come la intendevano i grandi antichi i quali derivavano la forma dell'esterno dalla funzione dell'interno e da un impiego naturale e spontaneo dei materiali e dei mezzi dei quali potevano disporre più facilmente.

C. CASELLI.

La diffusione degli automobili e la manutenzione delle strade. — Nelle *Annales des travaux publics* del Belgio, leggesi un'importante Nota sugli studi fatti dai Consigli generali in Francia, relativamente all'applicazione dell'automobile al servizio pubblico dei

trasporti di persone e merci. Risulta, ad es., dalla Relazione di apposita Commissione nominata dal Consiglio generale della Vienne, che un anno fa, quattordici dipartimenti avevano intrapresi studi in proposito ma non erano ancora arrivati ad organizzare il servizio; quattro altri, dopo alcune prove non fortunate, avevano abbandonato l'idea: nove dipartimenti invece (Haute-Saône, Seine et Marne, Saône-et-Loire, Nord, Drôme, Côtes-du-Nord, Seine, Meuse et Calvados) riescirono a mettere in pratica l'esercizio, ma stante la data troppo recente non era ancora possibile di ricavarne conclusioni sicure.

Un punto sul quale è risultato quasi unanime l'accordo, sarebbe il seguente: le strade, nello stato loro attuale, non sono in grado di poter sostenere l'eccesso di resistenza richiesto dal nuovo modo di trazione. Bisognerebbe trasformarle, facendole più larghe e più resistenti; l'aumento di costo della loro manutenzione è stato valutato di 200 franchi al chilometro per i dipartimenti di Meurthe-et-Moselle, e della Haute-Saône. Per cui è duopo ammettere che la diffusione degli automobili avrà per conseguenza un aumento notevole a carico del pubblico erario per il mantenimento delle strade.

La Relazione presentata al Consiglio generale per il dipartimento della Charente dà, su questo argomento, alcune cifre di qualche importanza. Le strade nazionali, dipartimentali e di grande traffico, resistono convenientemente, in quel dipartimento, a carichi di 9 tonn. trainati alla velocità di 4 km. all'ora. Se aumentasi la velocità di trazione, l'usura aumenta di conserva, onde per una strada di resistenza determinata, si può essere obbligati a ridurre il carico. L'ufficio speciale di quel dipartimento, per es., ritiene che spingendo la velocità a 15 km. all'ora, il carico dev'essere ridotto a 3000 kg. per asse; gli uffici di due altri dipartimenti lo riducono per la stessa ipotesi a 2500 e 2400 kg. E, per es., a Londra il carico è limitato a 1500 kg. per asse.

L'accordo, come vedesi, non è completo sulle cifre, nè potrebbe esserlo in vista delle tante differenze locali, ma ciò che risulta unanime è la constatazione del fatto, che l'usura cagionata ad una carreggiata dal trasporto di un carico dato, cresce colla velocità del trasporto, ed in conseguenza, ove ammettasi che il trasporto per automobile debba essere più rapido del trasporto a trazione animale, bisognerà, se non vuolsi in breve lasso di tempo veder rovinare le strade, non solo aumentare la resistenza della loro carreggiata, ma prescrivere nella costruzione di vetture e carri automobili norme tali da ridurre al minimo il guasto della carreggiata.

Ed anzitutto gli ingegneri francesi elevano a cifre varianti da 2 mila a 10 mila franchi al chilometro il costo della trasformazione che dovrebbe farsi subire alle carreggiate stradali per metterle in grado di resistere alla circolazione rapida dei traini pesanti. Ed in quest'ordine d'idee e fintanto che l'impiego dei cerchioni pneumatici non sia più generalizzato, la Commissione per il dipartimento della Charente, chiede a sè stessa, se non convenga, conformemente alle conclusioni delle esperienze del generale Morin, proibire l'uso di ruote a cerchioni stretti, e prescrivere una larghezza di cerchioni sufficiente a paralizzare l'effetto di distruzione prodotto dal trasporto di un dato carico.

Aggiungasi che quelle esperienze hanno pure confermato, dal medesimo punto di vista, la superiorità delle ruote di gran diametro su quelle di piccolo diametro; per cui, trattandosi di fare un nuovo regolamento, dovrebbero pure logicamente tener conto dell'influenza del diametro delle ruote, e favorire l'impiego di automobili con ruote di maggior diametro, nell'interesse alla buona conservazione delle carreggiate stradali.

(Bulletin de la Société des Ingénieurs Civils).

NECROLOGIA

l'Ing. Prof. Giuseppe Bertoldo

N. IL 25 GIUGNO 1849; M. L'11 FEBBRAIO 1902

L'ing. prof. G. Bertoldo, Capo Servizio del Materiale della Rete Mediterranea e titolare della Cattedra di Macchine termiche e ferrovie al R. Museo Industriale di Torino, veniva rapito all'affetto della famiglia, dei colleghi, degli allievi e di quanti ebbero il bene di conoscerlo, da violento accesso di cardiopatia che da tempo ne minacciava l'esistenza e che egli sopportava con serena tranquillità. Colpito la sera nel suo ufficio, le cure dei medici e della famiglia, e l'assistenza amorosa del personale del suo ufficio non valsero che a prolungargli la vita fino al mattino del giorno seguente.

Non aveva che 52 anni; era nato a Forno Rivara: erasi laureato a Torino nel 1870, e dopo pochi mesi entrava al servizio dell'Alta Italia, come Ingegnere del Materiale. Il Kossuth ed il Frescot, che lo ebbero a dipendente, trovarono in lui tali preclari qualità che giovane d'anni e giovanissimo di servizio lo proposero nel 1875 ad Ingegnere Capo dell'Ufficio studi. Nel 1880 fu nominato Capo-sezione principale alla Divisione delle Officine di Torino, e nel 1885 Capo-

divisione in quello stesso ufficio. Nel 1894 la Società Mediterranea chiamavalo al Servizio Centrale quale Ispettore principale del Materiale, e per ultimo nel 1899 fu nominato Capo del Servizio del Materiale.

Le gravi e continue occupazioni del servizio ferroviario non lo distolsero dallo studio perseverante della scienza applicata. Rapido nel comprendere, sicuro nell'immaginare, profondo nelle indagini, era stato chiamato fin dal 1879 alla cattedra di Macchine termiche e ferrovie al Museo Industriale, come professore straordinario. E seppe dare al suo corso un'impronta di praticità a cui egli teneva moltissimo, desiderando che gli allievi imparassero a ragionare e a pensare, anziché a servirsi macchinalmente delle formule dei manuali.

Modesto, poco amante di far parlare di sè, la sua vita fu tutta di lavoro e di studio, ed oltre a' suoi incarichi ufficiali era spesso chiamato perito in difficili questioni tecniche, come quella, ad es., importantissima della Ditta Langen e Wolf (1881) per il brevetto delle macchine a gas; in quella della Ditta Rabbi e Mazzucchelli (1883) relativa allo scoppio della caldaia che costò la vita al compianto prof. Elia. Era membro della Commissione Reale per le prime esperienze della trazione elettrica. Ultimamente per le precarie condizioni di sua salute aveva dovuto rinunciare alla carica di membro della Commissione governativa delle ferrovie complementari.

Il suo *Compendio di termodinamica applicata*, pubblicato nel 1895, doveva essere il primo volume di un'opera completa sulle macchine termiche. Benchè si trattasse di un argomento già magistralmente trattato da parecchi autori insigni, pure il Bertoldo riesci a dargli ancora un'impronta originale, frutto del suo pensiero e della sua vasta cultura. La morte lo colse mentre attendeva ad un nuovo suo lavoro sui *Diagrammi entropici*, di cui è uscita la maggior parte nei due fascicoli di gennaio e febbraio della *Rivista tecnica*, pochi giorni dopo de' suoi funerali.

Negli ultimi mesi aveva pure intrapreso lo studio particolareggiato di una locomotiva a petrolio. In essa egli voleva adoperare un cilindro con due stantuffi come quello dei motori a gas Oechelhauser ed in cui si sarebbe fatta prima dell'iniezione del petrolio una forte compressione come nel motore Diesel. Per la sua profonda conoscenza delle motrici e della trazione ferroviaria niuno era di lui più adatto a risolvere il difficile problema.

Niuno era di lui più convinto della necessità di modificare il sistema d'insegnamento della meccanica nelle nostre Scuole d'Ingegneria. « La meccanica è scienza ed arte ad un tempo (egli scriveva in una sua Relazione presentata al primo Congresso degli Istituti industriali e commerciali del 1898 sull'insegnamento teorico pratico della meccanica), e se per l'insegnamento della meccanica come scienza può ancora concepirsi ed ammettersi un metodo puramente esplicativo e deduttivo, quale seguesi nelle nostre Università e per molta parte anche nelle Scuole d'Ingegneria, invece quello della meccanica come arte dovrebbe evidentemente impartirsi con metodo operativo, addestrando cioè i giovani ad eseguire essi stessi ed a dirigere le operazioni relative alle applicazioni della meccanica ». E soggiungeva: « Ma anche la meccanica come scienza non può essere scompagnata dalle operazioni sperimentali, perchè i suoi principi fondamentali e moltissime sue leggi traggono la loro origine e ragione di essere solamente dall'osservazione di fenomeni, che si ripetono costantemente nelle medesime condizioni e colle stesse forme e quantità. D'altra parte queste leggi sono spesso conosciute soltanto in modo approssimato, sia per la forma come per la misura di quantità, e quindi anche le deduzioni che se ne traggono hanno bisogno di essere confermate dall'esperienza diretta ». E ne concludeva: « Essere evidente che l'insegnamento della meccanica, sia come scienza, sia come arte, ha bisogno di essere corroborato e sviluppato con abbondanti esperienze ed esercitazioni; essere altresì necessario che queste esperienze ed esercitazioni non vengano solamente eseguite dall'insegnante alla presenza degli allievi, ma siano pur fatte ripetere dagli allievi stessi, ond'essi possano acquistare la necessaria familiarità e sicurezza nell'impiego e maneggio delle macchine, senza delle quali un ingegnere deve spesso affidarsi al criterio di un semplice operaio ».

Per questi motivi l'ing. Bertoldo andava insistendo da parecchi anni sulla necessità della istituzione dei laboratori sperimentali, ove gli allievi potessero addestrarsi al maneggio degli strumenti di misura ed acquistare nel fare le esperienze quella pratica la cui mancanza è assai lamentata nei giovani ingegneri.

Ma nel momento di vedere realizzati questi suoi vivi desideri di professore e di scienziato, la morte lo incolse, e noi, nell'associarci alle sincere manifestazioni di cordoglio, di stima e d'affetto cui dettero luogo i suoi funerali, resi più commoventi e solenni dal concorso spontaneo di tutte le classi sociali, che insieme alla scienza vollero onorare il cuore buono ed il carattere leale, ci associamo pure all'augurio che le proposte di quella mente prodigiosa, mirabile esempio di equilibrio fra la scienza e la pratica, possano trovare intelligenti sostenitori e fedeli esecutori.

G. SACHERI.