ANNO XV. Torino, Giugno 1889 NUM. 6.

SOCIETÀ DEGLI INGEGNERI E INDUSTRIALI IN TORINO

L'INGEGNERIA CIVILE
E
LE ARTI INDUSTRIALI

PERIODICO TECNICO MENSILE

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

COSTRUZIONI METALLICHE

IL VIADOTTO DI PADERNO SULL'ADDA

progettato e costrutto dalla Società Nazionale delle Officine di Savigliano e solennemente inaugurato il 10 giugno 1889

(Veggansi le Tav. V e VI)

I.

GENERALITÀ.

La ferrovia complementare destinata a congiungere la stazione di Ponte S. Pietro (sulla linea Bergamo-Lecco) colla stazione di Seregno (sulla linea Monza-Como), doveva attraversare l'Adda nelle vicinanze di Paderno.

*

Condizioni della località. — Il terreno, attraverso il quale il fiume per corrosione si aprì il letto, è formato da un conglomerato di ghiaia molto compatto, a strati abbastanza regolari, i quali in molti punti, e specialmente più a valle, vicino a Trezzo, forniscono massi di puddinga durissima, impiegata ultimamente anche in costruzioni importanti.

La ferrovia doveva attraversare il fiume a circa 80 metri di altezza sul livello delle acque magre.

La sponda sinistra in faccia a Paderno presenta una scarpa in media dell'1 a 2, mentre la sponda destra è assai più ripida, ed è inclinata in media a 45 gradi.

*

Studi e progetti precedenti. — Lo speciale Ufficio del Governo, il quale era incaricato di studiare il progetto di tutta la linea ferroviaria, aveva previsto di attraversare l'Adda mediante *una travata di ferro rettilinea, sostenuta su due spalle e tre pile in muratura*, cioè due nel fondo della vallata, che costituisce il letto del fiume, ed una a mezza costa sulla sponda sinistra, che, come si è detto, è assai meno inclinata dell'altra.

La travata poi doveva servire a doppio scopo, cioè alla ferrovia, il binario essendo collocato alla parte superiore della medesima, ed alla strada carrettiera che le Provincie interessate decidevano di costrurre, e che erasi progettata nell'interno della travata.

Questo progetto tuttavia non aveva ancora ricevuto alcun principio d'esecuzione nel 1885, mentre il tronco dalla stazione di Ponte S. Pietro all'Adda era quasi condotto a termine; un altro tronco, da Seregno a Usmate, doveva assai presto essere aperto all'esercizio, e rimaneva solo a compiersi il breve tronco Usmate-Paderno.

In questo frattempo il Governo credette bene di affidare la direzione dei lavori alla Società per le Strade Ferrate Meridionali, la quale ebbe a fare studi definitivi per l'attraversamento dell'Adda.

Al Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici parve che convenisse mettere a confronto del progetto studiato dalla Direzione governativa altre soluzioni, prima di pronunciarsi definitivamente, e perciò emise l'avviso che fosse incaricata la Direzione dei lavori delle Ferrovie Meridionali di studiare *un viadotto a doppio uso intieramente in muratura.*

A questo punto la Società Nazionale delle Officine di Savigliano (1) offrivasi alla Direzione stessa dei lavori delle Ferrovie Meridionali di concorrere a risolvere il problema dell'attraversamento dell'Adda. E poichè, mentre stavasi preparando il progetto per rispondere al voto del Consiglio Superiore, la Direzione delle Ferrovie Meridionali non poteva a meno che disporsi ad appoggiare ogni altra proposta che meglio potesse rispondere allo scopo, sia in linea tecnica, sia dal punto di vista finanziario, così la Società Nazionale delle Officine di Savigliano presentava il 17 marzo 1886 un suo progetto di *viadotto in ferro consistente in un grande arco di 145 metri di corda, impostato sopra due robusti spalloni di pietra.* La travata a doppio uso, lunga m. 224, era divisa in sette luci eguali e sopportata dalle due spalle superiori in muratura e *da sei pile metalliche, di cui due impostate sugli spalloni dell'arco, quattro sull'arco stesso.*

Il progetto di viadotto venne presentato in dodici tavole diligentemente disegnate, ed accompagnato da calcoli giustificativi ampiamente sviluppati, con un disegno della grande armatura in legno, o ponte di servizio, che proponevasi di costrurre per l'erezione del grande arco, e da *formale proposta di costruire il viadotto, comprese le murature, per una somma a corpo*, sotto la responsabilità dell'Impresa, ed affine di meglio comprovare quanta importanza desiderava l'Impresa che si annettesse alla sua offerta, dichiarava di lasciare nelle mani del Governo una cospicua somma per tre anni consecutivi dall'apertura all'esercizio della ferrovia a titolo di garanzia, impegnandosi a mantenere in buono stato durante quel periodo tutte le opere formanti oggetto del contratto a corpo.

Questa proposta era dalla Società per le Strade Ferrate Meridionali sottoposta al Governo.

Un'altra Ditta nazionale aveva pure ottenuto di presen-

(1) Ricorderanno i lettori come la Società Nazionale delle Officine di Savigliano abbia, tra le diverse imprese di lavori pubblici a cui attende, condotto a termine la costruzione del ponte sul Po a Casalmaggiore, lungo 1085 m,. nel quale si impiegarono ben 4000 tonnellate di ferro, e le cui fondazioni ad aria compressa si spinsero alla profondità di 20 a 26 m. (Vedi *Ingegneria Civile*, anno 1888, pag. 129-32, tav. IX-X). La stessa Società sta ora costruendo il gran ponte a doppio uso presso Cremona, che richiederà oltre a 10,000 tonn. di ferro. Ma il gran viadotto di Paderno, or ora inaugurato, fa molto onore a questa Società, non tanto per la massa di metallo ed altri materiali impiegati nella sua costruzione, quanto per l'arditezza dell'opera, delle cui proporzioni, come dei mezzi di esecuzione, la Società fu lasciata completamente responsabile.

Teniamo poi a dichiarare che le notizie tutte, disegni e calcoli contenuti in questo articolo ci sono stati gentilmente somministrati dall'Ufficio tecnico della Società Nazionale delle Officine di Savigliano, e furono in massima parte desunti da una elegante Monografia intitolata: *Il Viadotto di Paderno sull'Adda*, che la Società stessa ha con ottimo divisamento pubblicato e distribuito in occasione dell'inaugurazione di quest'opera gigantesca. G. S.

tare un suo progetto di massima per lo stesso scopo di attraversare l'Adda e completare la ferrovia Ponte S. Pietro-Seregno.

Il Consiglio Superiore aveva quindi davanti a sè *quattro progetti di viadotto:*

Il primo progetto studiato dalla Direzione governativa;

Uno intieramente in pietra, studiato dalla Direzione dei lavori delle Strade Ferrate Meridionali in ossequio al desiderio espresso dallo stesso Consiglio Superiore (1);

Uno in ferro con spalloni in pietra, studiato dalla Società Nazionale delle Officine di Savigliano;

Uno, parte in ferro e parte in muratura, di altra Ditta.

La Società Nazionale ebbe la soddisfazione di vedere il suo progetto prescelto, perchè corrispondeva tecnicamente alle condizioni di stabilità richieste per un'opera di tanta importanza, perchè importava la minima spesa e poteva esser eseguito in minor tempo in confronto degli altri.

*

Progetto definitivo. — Mentre la Società studiava il suo progetto di viadotto, un esame più minuto delle condizioni del terreno, specialmente in sponda sinistra, consigliava alla Direzione dei lavori delle Strade Ferrate Meridionali di modificare leggermente il tracciato della ferrovia per modo da attraversare l'Adda un po' a monte del primitivo tracciato, onde evitare uno scoscendimento prodottosi negli strati di puddinga sulla riva sinistra in epoca non precisata, i quali pareva non presentassero per lo spallone dell'arco e della pila isolata una base così soddisfacente come potevasi ottenere a pochi metri di distanza a monte.

Veniva inoltre stabilita definitivamente la posizione altimetrica della strada provinciale a m. 261,75 sul livello del mare, e quella della rotaia della ferrovia a m. 255,45, cioè un po' al disotto del progetto precedente, progettando di raccordare il viadotto coi tronchi esistenti con leggiere pendenze.

La Società s'accinse quindi a studiare un *secondo progetto*, in massima simile al precedente, nel quale però, per adattare il viadotto al nuovo tracciato, la sponda sinistra essendo più depressa che in corrispondenza del tracciato primitivo, la corda dell'arco era aumentata da 145 a *150 m.*, e la lunghezza della travata da 224 a 266 m.

Il progetto definitivamente approvato consta quindi di una travata rettilinea continua lunga m. 266, sostenuta da nove appoggi, distanti gli uni dagli altri m. 33,25. Quattro di questi sono alla loro volta sopportati da una *grande arcata metallica di metri 150,00 di corda e di m. 37.50 di freccia;* due degli stessi appoggi sono retti da zoccoli in muratura elevati sulle spalle dell'arco, uno sulla riva sinistra da uno zoccolo speciale in muratura situato fra l'arco e la spalla superiore, finalmente i due ultimi dalle spalle superiori alle due estremità della travata rettilinea.

La travata è a doppio uso: *il binario è posto nell'interno della medesima*, e *la strada provinciale è collocata sopra la travata.* Il piano di regolamento della ferrovia è stabilito alla quota 255.00; quello delle rotaie alla quota 255,45 e la strada provinciale alla quota 261,75 sul livello del mare.

*

Costo dell'opera e tempo per la sua esecuzione. — La Società delle Strade Ferrate Meridionali compilava quindi il capitolato d'oneri definitivo con tutte quelle cautele che essa credette opportune a tutela dell'interesse governativo, e con rigorosissime prescrizioni, che l'Impresa tuttavia accettò, fidando che in corso di lavoro esse avrebbero ricevuto una pratica interpretazione. Fu inoltre concordato che per maggiore speditezza di lavoro, e per evitare possibili attriti con altre Imprese, alla Società di Savigliano fossero pure accollati i lavori necessari per coordinare il nuovo tracciato coi tronchi ferroviari già finiti sulle due sponde.

Il giorno 22 gennaio 1887 si firmava in Roma tra il Comm. Di Lenna, Ispettore Generale delle Strade Ferrate, rappresentante il Governo, ed il Cav. Ing. Ottavio Moreno, Direttore Gerente della Società Nazionale delle Officine di Savigliano, il contratto in forza del quale veniva affidata alla Società Nazionale la costruzione del viadotto in ferro, comprese le spalle ed i relativi protendimenti di muratura alle due estremità della trave rettilinea, i basamenti dell'arco e delle pile metalliche, per *la somma a corpo* di lire 1.850.000,00, e la esecuzione delle opere occorrenti per formare le trincee d'accesso al ponte a prezzi di tariffa e per la presunta somma di lire 128.717,50.

I lavori dovevano essere terminati nello spazio limitatissimo di *diciotto mesi* dalla data del contratto, e la Società si pose alacremente all'opera onde mantenere l'assunto impegno, reso più difficile dal fatto che il termine dei lavori veniva a cadere sulla fine della stagione autunnale.

Disegni di esecuzione. — Occorreva perciò preparare i disegni definitivi d'esecuzione tanto della parte metallica quanto della muratura e del gran ponte di servizio, organizzare i cantieri per l'esecuzione delle murature e stipulare i contratti per le provviste; far procedere di pari passo la costruzione del ponte di servizio colla fabbricazione dell'arco e della travata in officina, per modo che la messa in opera non avesse a subire ritardo alcuno.

La preparazione dei disegni per un ponte in arco di tanta mole non era operazione semplice, poichè a determinare la posizione esatta di tutti i punti salienti erano necessari calcoli minutissimi e complicati, che dovevano essere diligentemente verificati prima di procedere all'esecuzione, e per la parte puramente materiale fu necessario disegnare non meno di 140 tavole.

Lo studio completo del progetto e dei mezzi di esecuzione fu fatto e diretto dal sig. G. Röthlisberger, Ingegnere Capo dell'Ufficio tecnico della Società.

II.

Descrizione del viadotto.

Travata rettilinea. — Come si vede dalla sezione trasversale (tav. V, fig. 2 e 7), le travi principali che costituiscono la travata rettilinea sono distanti m. 5,00 da asse ad asse, ed hanno l'altezza di m. 6,25. Esse lasciano fra loro un passaggio libero di m. 4,60 per i treni; le loro nervature sono a sezione di T, fatte con lamine della larghezza di 450 mm., e rilegate insieme da un reticolato a quattro sistemi; tutte le sbarre del reticolato indistintamente sono a sezione rigida. Le dimensioni adottate nelle diverse sezioni risultano nei capitoli seguenti in cui sono stati riassunti i calcoli di stabilità.

(1) Si era studiato un ponte-viadotto a due piani con arcate a pien centro di metri 22 di corda. I due pilastri di mezzo (della larghezza alla base di metri 7) cadendo in mezzo al fiume, venivano sorretti da pile che si volevano fondare coll'aria compressa a 16 metri di profondità sotto le magre. La ferrovia era lasciata al dissotto, colla larghezza di m. 4.50, e la strada provinciale ai disopra, colla carreggiata di 5 metri e marciapiedi laterali di un metro.

La spesa del viadotto in muratura risultava di 3 milioni di lire, e fu in considerazione di tale spesa che la Società delle Meridionali propose al Governo di dare la preferenza al progetto della Società di Savigliano.

L'ossatura del tavolato per la ferrovia è formata con traversoni di lamiera e ferri a squadra, distanti m. 3.325 l'uno dall'altro (fig. 6). Essi sopportano due longaroni (fig. 7) su cui sono collocate le longarine di quercia, le quali a loro volta portano i regoli della ferrovia. Il pavimento è di lamiera striata, sostenuta da ferri ad U.

La strada provinciale è costituita da una carreggiata larga m. 5, fiancheggiata da due marciapiedi di m. 1,00, per modo che la larghezza utile è di m. 7,00.

La massicciata della strada provinciale è disposta sopra ferri Zorès portati da cinque corsi di longaroni, distanti fra loro m. 1,00 (fig. 7) ed attaccati a traversoni collocati alla stessa distanza di m. 3,325, come quelli della ferrovia sottostante, ed appoggiati sulle travi principali.

I marciapiedi hanno un'alzata di m. 0,30 rispetto alla massicciata, e sono lastroni di pietra sopportati da due travi di lamiera e ferri a squadra. Il parapetto è di ferro fucinato, alto m. 1,50.

Si provvide allo scolo delle acque mediante due canaloni laterali di calcestruzzo, muniti di tubi di scarico.

Sonvi poi due sistemi di controventamenti in ferri a squadra, attaccati uno alla parte inferiore del tavolato, l'altro alla parte superiore.

*

Pile metalliche. — Le pile sono composte caduna di otto colonne a sezioni di semplice T binate due a due, come apparisce dalla sezione orizzontale (fig. 9) e collegate fra loro da un sistema rigido di traverse orizzontali e croci di Sant'Andrea. Esse sono riunite alla loro parte superiore da grosse travi; e su queste riposano gli apparecchi di dilatazione della travata, che sono di acciaio fuso.

*

Grande arcata. — La grande arcata è costituita da quattro archi, due a due accoppiati (tav. V, fig. 1, 2 e 7), i quali hanno un asse parabolico di m. 150,00 di corda e m. 37,50 di freccia; la loro altezza è di m. 4,00 alla chiave e di m. 8,00 all'imposta.

La distanza fra i piani mediani delle due coppie, che è di m. 5,096 alla chiave, va aumentando fino all'imposta dove è di m. 16,346, cosicchè essi sono inclinati verso il piano mediano principale. Ciascheduna coppia si compone di due archi secondari gemelli (fig. 7) distanti m. 1,00 fra loro. Questi hanno le loro nervature in forma di semplice T, e fatte con lamiere della larghezza di 700 mm. Il reticolato dell'arco è costituito da sbarre verticali alternantisi con sbarre diversamente inclinate. Le sbarre verticali ed inclinate dei due archi gemelli sono collegate fra loro da un reticolato di ferro piatto.

I due archi interni sono riuniti nei punti corrispondenti alle sbarre verticali mediante traversoni. Essi servono per fissare due sistemi di controventamenti, situati uno alla parte superiore, l'altro all'inferiore dei traversoni stessi.

Gli archi riposano sopra zoccoli di acciaio fuso muniti di cunei di regolarizzazione, che ripartiscono la pressione sopra le spalle di muratura.

Per facilitare le visite, la manutenzione e la coloritura del ponte, una passerella in ferro, larga m. 1.00 (fig. 2 e 7), con pavimento in lamiera striata, asseconda la curvatura dell'arcata. Anche nell'interno delle pile metalliche vi sono scale di ferro che permettono di ispezionarle facilmente su tutta la loro altezza.

*

Spalle ed altre opere murali. — Le spalle dell'arcata sono costituite caduna da due massi distinti di muratura in pietra di Moltrasio con rivestimento in granito di prima qualità. Esse sono terminate superiormente da cuscinetti di granito sui quali trovano appoggio le nervature dell'arco.

Anche gli zoccoli sui quali appoggiano le pile metalliche sono fatti con muratura di pietra di prima qualità, e così pure le spalle superiori alle estremità della travata rettilinea.

Fanno seguito alle dette spalle sulle due sponde alcune opere miste di muratura e ferro per dare passaggio alla strada provinciale sulla ferrovia.

Sui due muri verticali formanti la parte in vista delle spalle superiori e relativi protendimenti, sono disposte delle travi di lamiera e ferri d'angolo, che sostengono vôlte in mattoni sulle quali riposa la massicciata della strada provinciale.

*

Quantità approssimative dei materiali. — Si dovettero provvedere per essere lavorati e messi in opera le seguenti quantità di materiali:

Pietra di Moltrasio	Metri	5000
Granito di Baveno	»	1200
Abete di Baviera per il gran ponte di servizio	»	1800
Ferro per l'arco	Tonn.	1320
» per le pile	»	245
» per la travata	»	950
Acciaio fuso ghisa e ferro fucinato per le imposte dell'arco, gli zoccoli delle pile, e le piastre di scorrimento	»	110

*

Ordinamento dei cantieri. — Ponte di servizio. — Sottoposti man mano alla approvazione della Direzione dei lavori in Ancona i disegni e calcoli definitivi delle diverse parti del gran viadotto, si organizzavano i cantieri, ed anzitutto quello per la costruzione del *gran ponte di servizio* (tav. V, fig. 4 e 5).

I legnami provenienti dall'Alta Baviera, erano tracciati, lavorati a dimensione e successivamente trasportati in riva al fiume per essere messi a posto; e quando si noti che tra il terreno circostante ed il fiume il dislivello è di 80 metri circa, si potrà capire come la costruzione del ponte di servizio si complicasse, dovendo discendere i legnami, almeno in gran parte, fino al livello dell'acqua, per successivamente elevare l'edifizio sino a raggiungere di nuovo il livello della campagna.

La costruzione del ponte di servizio, iniziata nel maggio del 1887, era terminata nel marzo dell'anno seguente.

*

Provvista della pietra da taglio. — Aperte le trattative per la provvista della pietra di Moltrasio con parecchi proprietari di cave, si ebbero a superare non poche difficoltà prima di poter ricondurre i prezzi ad una media che non s'allontanasse di troppo dai prezzi normali, cosicchè non poco tempo trascorse prima che una sufficiente provvista di pietra di Moltrasio potesse raccogliersi alle cave, e per mezzo di barconi trasportarsi a Lecco, dove dovevasi trasbordare in barche di minor portata, che potessero discendere l'Adda sino ai ristrettissimi depositi che si poterono praticare in riva al fiume, in vicinanza del viadotto.

*

Cronaca dei lavori. — Praticati gli scavi per le fondazioni degli spalloni del grande arco, e che furono spinti

sulla riva sinistra sino a 10 metri, si potè dar mano alle murature nel settembre del 1887 e terminare gli spalloni nel maggio successivo, con un' interruzione di 50 giorni nel cuore dell'inverno.

La massima quantità di muratura eseguita in un mese salì a 850 metri cubi.

Mentre conducevansi a termine gli spalloni dell'arco ed il ponte di servizio sul quale doveva riposare l'arco durante il periodo di erezione, e s'era contrattata con una Casa di Germania la fornitura dei pezzi di acciaio fuso per le imposte dell'arco, accumulavansi i ferri nell'Officina di Savigliano e davasi mano alla fabbricazione dell'arco con tutte quelle cautele che dovevano assicurare la perfetta corrispondenza delle diverse parti. E questo risultato fu completamente raggiunto, abbenchè fosse impossibile per le colossali proporzioni dell'arco di connetterne insieme nell'Officina neppure le parti principali; tant'è che nessun ritocco fu necessario in cantiere.

Ma, per dar principio alla montatura dell'arco, bisognava anzitutto collocare a sito le imposte in acciaio fuso, ciascheduna del peso di circa quattro tonnellate.

E quantunque si fosse presa la precauzione di ordinare subito questi pezzi speciali, che solo poche officine estere possono fornire, con tali date di consegna che dovessero essere in cantiere pochi mesi prima che se ne prevedesse il bisogno, tale puntualità non si potè ottenere, avendo la Ditta estera mancato ai suoi impegni malgrado ripetute promesse, e malgrado la quasi continua presenza di un agente della Società.

Appena nel corso del mese di giugno si riescì a ricevere le prime piastre d'appoggio, le quali fu mestieri di accettare benchè neppur esatte in alcune dimensioni, per cui erano necessari dei ritocchi.

In causa di questi inconvenienti la erezione dell'arco, anzichè in aprile, poteva aver principio appena verso la fine di giugno, e solo camminare spedita senza interruzione dopo i primi giorni d'agosto, essendosi finalmente con molti stenti ricevuti dall'estero i pezzi d'acciaio fuso, Ad ogni modo, la costruzione in opera di quell'arcata era terminata a metà febbraio, avendo richiesto l'applicazione di circa centomila chiodi.

Grave fu il danno che ebbe a soffrire la Società per la negligenza di quella Ditta estera, perchè fu costretta a tener inoperoso il personale durante le più propizie giornate dell'anno, e ad accelerare il lavoro durante le meno favorevoli.

Ad ogni modo nulla fu trascurato per diminuire l'ormai inevitabile ritardo nel dar compiuti i lavori del viadotto.

Contemporaneamente all' arco si erigevano le pile in ferro sugli spalloni e quella a mezza costa verso Calusco, il che permetteva di dar principio alla montatura della travata dalla sponda sinistra nel mese di ottobre, e continuata la costruzione delle spalle superiori, per quanto inceppata dai trasporti dei ferri, il viadotto era terminato nel marzo dell'anno corrente, al di fuori della coloritura, rinviata prudentemente a stagione più propizia, ed alcuni lavori di finimento per modificazioni imposte dalla Direzione dei lavori.

Dei lavori a misura per la formazione degli accessi del viadotto non occorre fare speciale menzione, non uscendo dal novero dei lavori ordinari.

Ma torna a non lieve merito della Società Nazionale che le minute precauzioni prese per tutelare la vita degli operai, il numero dei quali salì fino a 470, abbiano sortito il loro pieno effetto, malgrado che la costruzione del ponte di servizio, più ancora che l'erezione dell'arco, non fosse scevra di pericoli.

III.

Calcoli di stabilità dell'arco.

I calcoli di stabilità sono stati fatti in base alla teoria per il calcolo di resistenza degli archi metallici esposta dall'ing. I. Röthlisberger in questo stesso periodico a pagina 113-119 e 129-133 del vol. XII (anno 1886), a cui pertanto rimandiamo il lettore, limitandoci qui ad esporre l'applicazione di queste formole generali al caso dell'arco di Paderno.

1. — Determinazione delle reazioni delle spalle prodotte dai carichi verticali sull'arco.

Risulta da quella teoria (§ V, pag. 118, del 1886) come si possano determinare le reazioni Q delle spalle, rispetto al triangolo formato col centro di gravità delle forze rappresentate in quella teoria con ΔE e gli antipoli degli assi di coordinate passanti per la spalla dell'arco nell'elissi centrale delle medesime forze ΔE.

Le forze ΔE corrispondono al valore medio di $\frac{\Delta s}{\varepsilon I}$ per ogni tronco d'arco di lunghezza Δs.

Potendo sempre supporre che le forze verticali siano concentrate nei nodi dell'arco (peso proprio o sovraccarico), si sono calcolati i valori delle sommazioni Σ per le ascisse corrispondenti ai nodi dell'arco, e conseguentemente assegnando a Δs la lunghezza compresa fra due montanti consecutivi.

La determinazione di I mediante un primo calcolo sarebbe abbastanza complicata, ma considerando che si può scrivere:

$$I = \frac{1}{2}\,\omega\, h^2$$

ω essendo l'area delle nervature dell'arco,
h l'altezza variabile dell'arco,

e che la variazione di ω è sempre molto minore di quella delle nervature di una travata continua, basta supporre $\omega =$ costante, onde poter colle sole dimensioni geometriche dell'arco calcolare i ΔE.

Il centro di gravità y_s si determina colla considerazione che il momento statico delle forze ΔE rispetto all'asse delle x è uguale a quello della loro risultante, cioè:

$$y_s \sum_o^l \Delta E = \sum_o^l \Delta E\, y$$

e ponendo $\sum_o^l \Delta E = E$ ne risulta: $y_s = \frac{\sum_o^l \Delta E\, y}{E}$.

L'ordinata dell'antipolo dell'asse delle x nella elissi centrale dei ΔE si ottiene considerando che il suo prodotto per la somma delle forze moltiplicato per la distanza della risultante E dall'asse delle x è uguale al momento d'inerzia dei ΔE rispetto al medesimo asse, ossia:

$$y_x \,.\, y_s \,.\, \sum_o^l \Delta E = \sum_o^l \Delta E\, y^2 \text{ da cui } y_x = \frac{1}{y_s\, E} \,.\, \sum_o^l \Delta E\, y^2.$$

Si trova analogamente per l'ascissa del centro di gravità dei ΔE e per quella dell'antipolo dell'asse delle y:

$$x_s = \frac{1}{E} \sum_o^l \Delta E \,.\, x$$

$$x_y \,.\, x_s \,.\, \sum_o^l \Delta E = \sum_o^l \Delta E\, x^2 \text{ ossia: } x_y = \frac{1}{E \,.\, x_s} \,.\, \sum_o^l \Delta E \,.\, x^2.$$

L'arco essendo simmetrico, il valore di x_s è uguale alla metà della corda dell'arco:

$$x_s = \frac{1}{2}\, l.$$

Nel caso speciale in cui l'asse dell'arco è una parabola, si può ottenere direttamente il valore di x_y, senza ricorrere al calcolo della espressione $\Sigma_o \Delta E\, x^2$.

Infatti, indicando con A B il gran asse dell'elissi centrale d'inerzia, e con y l'antipolo dell'asse delle y, si ha per la definizione stessa dell'antipolo:

$$\overline{SB}^2 = (x_y - x_s)\, x_s .$$

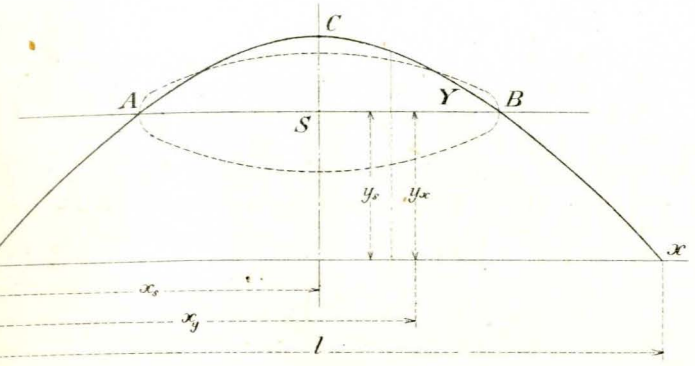


Fig. 64.

Ma si è visto che

$$x_s = \frac{1}{2}\, l ,$$

di più:

$$x_y = \frac{1}{E\, x_s} \sum_o^l \Delta E \,.\, x^2 = \frac{2}{l\, E} \sum_o^l \Delta E\, x^2$$

di modo che:

$$\overline{SB}^2 = \left(\frac{2}{l\, E} \,.\, \sum_o^l \Delta E\, x^2 - \frac{l}{2} \right) \frac{l}{2} .$$

L'equazione di una parabola riferita al suo vertice è:

$$x^2 = \frac{l^2}{4f} \,.\, y$$

e sostituendo questo valore in quello di $\overline{SB}^2$, si ha:

$$\overline{SB}^2 = \left(\frac{2}{l\, E} \sum_o^l \Delta E \frac{l^2}{4f}\, y - \frac{l}{2} \right) \frac{l}{2}$$

$$\overline{SB}^2 = \frac{l^2}{4f} \left(\frac{1}{E} \sum_o^l \Delta E\, y - f \right).$$

D'altra parte, calcolando il valore delle ascisse SB in funzione delle ordinate $SC = f - y_s$, si ha:

$$x^2 = \frac{l^2}{4f} (f - y_s).$$

Siccome:

$$y_s = \frac{1}{E} \sum_o^l \Delta E\, y ,$$

sostituendo si avrà:

$$x^2 = \frac{l^2}{4f} \left(f - \frac{1}{E} \sum_o^l \Delta E\, y \right) = \overline{SB}^2 .$$

Per conseguenza, i punti A e B, ossia le estremità del gran diametro dell'elissi centrale, si trovano sull'intersezione della orizzontale condotta per il centro di gravità dei ΔE coll'asse dell'arco.

Ne segue che, per trovare la posizione del punto Y, basta calcolare la corda dell'arco per l'ordinata $f - y_s$, la quale è data da:

$$x_y = \frac{l}{2} + \frac{2}{l} \overline{SB}^2 .$$

Avendosi voluto determinare i valori ΔE con una maggiore esattezza di quella ottenuta colla supposizione:

$$I = \frac{1}{2}\, h^2$$

si sono introdotti i valori dei momenti d'inerzia dell'arco ricavati da un primo progetto che si era dovuto studiare per un tracciato del ponte alquanto diverso dell'attuale.

Si è preso poi come elemento d'arco Δs la lunghezza dell'asse dell'arco compresa fra due montanti consecutivi dell'arco, per il motivo che si hanno solo da introdurre nei calcoli i valori delle diverse sommazioni corrispondenti ai nodi dell'arco, nei quali si supposero sempre tutti i carichi concentrati.

Diviso adunque l'arco in 28 elementi, per i quali si sono calcolate le coordinate dei centri rispetto agli assi, passanti per la spalla teorica destra, nonchè le altezze corrispondenti dell'arco, si è compilata la tabella seguente, la quale contiene i valori di x, y, Δs, h e $\Delta E = \frac{\Delta s}{I}$; in essa gli elementi dell'arco si intendono numerizzati dalla chiave verso la spalla.

N°	x	y	Δs	h	ΔE
	m	m	m	m	
1	72,23	37,449	5,544	4,00	0,3645
2	66,69	37,040	5,574	4,03	0,3431
3	61,15	36,221	5,634	4,13	0,3088
4	55,61	34,994	5,722	4,29	0,2906
5	50,07	33,357	5,838	4,48	0,2909
6	44,53	31,311	5,980	4,78	0,3044
7	38,99	28,856	6,143	5,14	0,2945
8	33,45	25,991	6,333	5,48	0,2669
9	27,91	22,717	6,542	5,84	0,2231
10	22,37	19,034	6,767	6,22	0,1749
11	16,83	14,942	7,012	6,64	0,1487
12	11,29	10,440	7,269	7,07	0,1276
13	5,75	5,530	7,540	7,50	0,1055
14	1,49	1,475	4,173	7,85	0,0513

Sommando i valori di ΔE, si ottiene per l'arco intiero:

$$E = \sum_o^l \Delta E = 2 \times 3{,}2768 = 6{,}5536.$$

Per trovare i valori delle coordinate $(x_s\, y_s)$ e $(x_y\, y_y)$ del centro di gravità e degli antipoli degli assi coordinati rispetto all'elissi centrale d'inerzia del sistema dei ΔE, bisogna calcolare i valori $\Delta E y$, $\Delta E y^2$, $\Delta E x$, $\Delta E (l - x)$: ed i risultati ottenuti sono raccolti nella tabella seguente,

N°	$\Delta E y$	$\Delta E y^2$	$\Delta E x$	$\Delta E (l - x)$
1	12,976	485,941	25,028	26,947
2	12,713	470,894	22,890	28,594
3	11,186	405,163	18,884	27,439
4	10,170	355,905	16,162	27,433
5	9,703	323,661	14,564	29,068
6	9,532	298,470	13,557	32,116
7	8,499	245,244	11,484	32,695
8	6,938	180,332	8,929	31,113
9	5,068	115,122	6,226	27,236
10	3,330	63,383	3,914	22,329
11	2,221	33,192	2,502	19,798
12	1,332	13,905	1,440	17,696
13	0,584	3,228	0,607	15,225
14	0,076	0,112	0,076	7,619

Da questo quadro, mediante sommazioni, si ricavano i valori cercati:

$$y_s = \frac{1}{E}\sum_o^l \Delta E\, y = \frac{1}{6{,}5536} \cdot 2 \times 94{,}328 = 28^m{,}787$$

$$x_s = \frac{1}{E}\sum_o^l \Delta E\, x = \frac{1}{E}\left\{\sum_o^{l/2} \Delta E\, x + \sum_o^{l/2} \Delta E\,(l-x)\right\} =$$

$$= \frac{l}{2} = \frac{1}{6{,}5536}(146{,}263 + 345{,}303) = 75^m{,}00$$

$$y_x = \frac{1}{y_s E}\sum_o^l \Delta E\, y^2 =$$

$$= \frac{1}{28{,}787 \cdot 6{,}5536} 2 \times 2994{,}552 = 31^m{,}747$$

$$x_y = \frac{l}{2} + \frac{2}{l}\overline{SB}^2 = \frac{l}{2}\left(1 + \frac{f - y_s}{f}\right)$$

e siccome la freccia dell'arco è $f = 37^m{,}50$:

$$x_y = \frac{150}{1}\left(1 + \frac{37{,}5 - 28{,}787}{37{,}5}\right) = 92^m{,}43.$$

Siamo ora in grado di calcolare:

$$u_s' = \frac{1}{E}\sum_a^l (x-a)\Delta E$$

$$u_x' = \frac{1}{y_s E}\sum_a^l (x-a)\Delta E\, y$$

$$u_y' = \frac{1}{x_s E}\sum_a^l (x-a)\Delta E \cdot x.$$

ossia di trovare dei valori proporzionali alle perpendicolari abbassate dai vertici del triangolo fondamentale S X Y sulla direzione delle reazioni prodotte dai carichi concentrati nei nodi dell'arco.

Per semplificare il calcolo di queste espressioni, osservasi che si può scrivere:

$$\sum_{n+1}^{l}(x-a) = \sum_{a_n}^{l} P\,(x-a) + (a_{n+1} - a_n)\sum_{a_n}^{l} P.$$

Inoltre, per un arco simmetrico come il nostro, i valori di ΔE e y sono simmetrici, di modo che distinguendo con parentesi il termine simmetrico di un termine già calcolato, si ha la relazione:

$$(u_s') = u_s' + \frac{l}{2} - a$$

$$(u_x') = u_x' + \frac{l}{2} - a$$

per il motivo che:

$$\frac{1}{E}\sum_o^l (x-a)\Delta E = \frac{1}{y_s E}\sum_o^l (x-a)\Delta E\, y = x_s = \frac{l}{2}.$$

Infine, considerando due termini simmetrici dell'espressione u_y', ne risulta:

$$(u_y') = \sum_o^a (a' - x)\frac{x}{x_s}\Delta E = \sum_a^l (x-a)\frac{x'}{x_s}\Delta E$$

$$u_y' = \sum_a^l (x-a)\frac{x}{x_s}\Delta E$$

e

$$(u_y') + u_y' = \frac{x + x'}{x_s}\sum_a^l (x-a)\, x\, .\Delta E$$

e siccome

$$x + x' = l = 2\, x_s$$

si ha:

$$(u_y') + u_y' = 2\, .\, u_s'.$$

Valendosi di queste semplificazioni, si può calcolare rapidissimamente le espressioni cercate.

Per rendere le notazioni delle formole seguenti più comode, scrivasi:

$$u_x' = a \qquad u_s' = b \qquad u_y' = c.$$

I valori di a, b, c riportati nel quadro che segue, rappresentano la media dei valori relativi a due ascisse successive, e non quelli che si ricavano direttamente dal calcolo; infatti abbiamo già detto che le forze ΔE sono applicate nei punti medii di ciascun elemento Δs compreso fra due nodi. In tal modo si ottengono i valori delle funzioni per le ascisse corrispondenti ai nodi stessi, e tali valori sono inoltre esatti.

VALORI di a, b, c.

N°	a		b		c	
	da 0 a $\frac{l}{2}$	da $\frac{l}{2}$ a l	da 0 a $\frac{l}{2}$	da $\frac{l}{2}$ a l	da 0 a $\frac{l}{2}$	da $\frac{l}{2}$ a l
1	12,160	12,160	15,185	15,185	23,902	23,902
2	15,121	9,581	18,101	12,561	27,927	20,162
3	18,460	7,380	21,309	10,229	32,229	16,735
4	22,148	5,528	24,792	8,172	36,767	13,624
5	26,151	3,991	28,529	6,369	41,503	10,822
6	30,445	2,745	32,512	4,812	46,411	8,338
7	35,021	1,781	36,746	3,506	51,478	6,199
8	39,862	1,082	41,253	2,453	56,687	4,426
9	44,930	0,610	45,958	1,638	62,010	3,011
10	50,174	0,314	50,889	1,029	66,419	1,926
11	55,4515	0,1415	55,9894	0,5894	72,884	1,1203
12	60,9903	0,0503	61,2261	0,2861	78,386	0,5518
13	72,0206	0,0006	43,03160	0,01166	89,44623	0,02302
14	—	0,0000	—	0,00000	—	00,00

Si è così in grado di determinare le reazioni prodotte da ogni forza applicata in un nodo qualunque dell'arco, mediante le equazioni trovate al § VI (pag. 129 del 1886).

Difatti la direzione di ogni reazione è determinata dai segmenti $\overline{FL}$ e $\overline{OV}$ (fig. 65):

$$FL = l\frac{\nu}{\mu} - \nu$$

$$OV = \nu - \left(\frac{l}{2} - a\right)\frac{\nu}{\mu}.$$

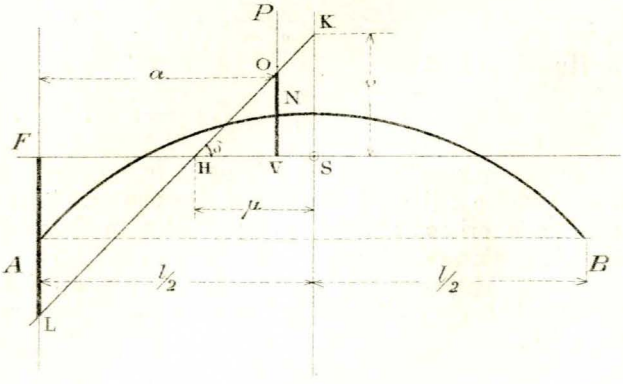


Fig. 65.

Inoltre, chiamando a, a_1 le distanze di ciascun carico dalle spalle A e B, ed ff_1 la somma F L + O V per ciascuna delle due spalle, si hanno le seguenti relazioni fra le componenti verticali ed orizzontali delle reazioni ed i carichi:

$$V = P\,\frac{a_1 f}{a_1 f + a f_1} \qquad H = P\,\frac{a\,a_1}{a_1 f + a f_1}\,.$$

Calcolate queste due componenti, e conoscendo il punto in cui la reazione interseca la verticale della spalla, è completamente risolto il problema.

I risultati del calcolo sono raccolti nei due seguenti quadri; l'uno contiene i valori dei segmenti F L e O V, l'altro le reazioni dell'arco.

VALORI DI F L E O V.

N°	ν	$\frac{\nu}{\mu}$	ν_1	$\frac{\nu_1}{\mu_1}$	$\overline{FL}$	$\overline{(FL)}$	$\overline{OV}$	f	f_1	a	a_1
1	14.859	0.4951	14.859	0.4951	22.27	22.27	14.86	37.13	37.13	75.00	75.00
2	12.477	0.4333	17.980	0.5601	20.02	24.03	14.88	34.90	38.91	69.46	80.54
3	10.628	0.3880	22.139	0.6511	18.46	26.69	14.93	33.39	41.62	63.92	86.08
4	9.149	0.3503	27.755	0.7693	17.12	29.95	14.97	32.09	44.92	58.38	91.62
5	7.928	0.3181	35.512	0.9267	15.93	33.99	14.98	30.91	48.97	52.84	97.16
6	6.891	0.2898	46.558	1.1422	14.84	39.11	14.92	29.76	54.03	47.30	102.70
7	6.016	0.2652	63.054	1.4507	13.87	45.75	14.83	28.70	60.58	41.76	108.24
8	5.296	0.2444	89.022	1.9147	13.04	54.58	14.77	27.81	69.35	36.22	113.78
9	4.716	0.2269	132.330	2.6523	12.30	66.60	14.78	27.08	81.38	30.68	119.32
10	4.260	0.2131	210.673	3.9270	11.72	83.85	14.88	26.60	98.73	25.14	124.86
11	3.8965	0.2013	369.936	6.4072	11.21	110.53	15.05	26.26	125.58	19.60	130.40
12	3.600	0.1914	768.572	12.3610	10.76	158.53	15.26	26.02	173.79	14.06	135.94
13	3.343	0.1828	2234.140	33.373	10.37	268.82	15.50	25.87	284.34	8.52	141.48
14	3.121	0.1745	19272.690	267.383	9.96	781.04	15.69	25.65	796.73	2 98	147.02

REAZIONI DELLE FORZE VERTICALI SULL'ARCO.

N°	H	V	V′	M	M′
1	1.0100	0.5000	0.5000	+ 6.585	+ 6.585
2	1.0065	0.5639	0.4362	+ 4.791	+ 8.827
3	0.9624	0.6267	0.3733	+ 2.021	+ 9.942
4	**0.8931**	**0.6872**	**0.3128**	**— 1.036**	**+ 10.422**
5	0.8032	0.7445	0.2556	— 4.177	+ 10.329
6	0.6983	0.7977	0.2023	— 7.206	+ 9.741
7	0.5828	0.8454	0.1546	— 9.884	+ 8.695
8	0.4632	0.8868	0.1132	— 11.946	+ 7.295
9	0.3472	0.9212	0.0788	— 13.128	+ 5.725
10	**0.2415**	**0.9485**	**0.0515**	**— 13.297**	**+ 4.122**
11	0.1513	0.9696	0.0304	— 12.367	+ 2.660
12	0.0797	0.9848	0.0152	— 10.340	+ 1.437
13	0.0298	0.9945	0.0005	— 7.153	+ 0.549
14	0.0037	0.9993	0.0007	— 2.783	+ 0.070

I valori più importanti, cioè quelli corrispondenti ai carichi sulle pile metalliche I, IV (N. 10) e II, III (N. 4), sono particolarmente distinti con cifre più nere. Notisi inoltre che nel quadro si hanno le reazioni di una forza eguale ad una tonnellata applicata successivamente ai diversi nodi dell'arco.

La spinta totale è:

$$H_t = \Sigma\, H = 13^t,5334$$

ed il momento totale:

$$\sum_o (M + M') = -\,0^{mt},106\,.$$

2. — Calcolo delle tensioni massime nelle nervature degli archi.

a) Peso permanente dell'arco.

Il peso morto dell'arco venne considerato come uniformemente distribuito lungo il suo asse.

Supponendo $p = 1^t,0$ per metro lineare, i carichi concentrati sui nodi dell'arco sono rappresentati dalla lunghezza dei diversi elementi. Coi coefficienti H, M e M′ già calcolati, si trovano le reazioni seguenti:

N°	Δs	H	M	M′	
1	5.85	0.022	— 16.281	+ 0.410	(imposta)
2	7.40	0.221	— 52.932	+ 4.063	
3	7.14	0.570	— 73.828	+ 10.260	
4	6.89	1.043	— 85.209	+ 18.327	
5	6.65	1.606	— 88.425	+ 27.411	
6	6.41	2.226	— 84.150	+ 36.697	
7	6.20	2.872	— 74.066	+ 45.229	
8	6.05	3.526	— 59.798	+ 52.605	
9	5.91	4.127	— 42.587	+ 57.569	
10	5.78	4.642	— 24.143	+ 59.703	
11	5.67	5.064	— 5.874	+ 59.093	
12	5.60	5.389	+ 11.318	+ 55.675	
13	5.55	5.586	+ 26.590	+ 48.990	
14	2.77	2.798	+ 18.240	+ 18.240	(chiave)

La spinta totale è:

$$\sum_o^l H = 2 \times 39,692 = 79,384$$

La reazione verticale totale:

$$V = \frac{1}{2} \sum_o^l \Delta S = 83,87$$

ed il momento flettente all'imposta:

$$M_A = \sum_o M = -\,607,292 + 550,420 = -\,56,872.$$

Il peso di ogni metro di sviluppo dell'arco essendo di $7^t,0$, le reazioni dovute al suo peso proprio sono:

$$H = 79,384 \times 7 = 555^t,688$$
$$V = 83,87 \times 7 = 587^t,090$$
$$M_A = -\,56,872 \times 7 = -\,398^{mt},104.$$

Con questi valori e conoscendo i carichi verticali dell'arco, si calcolano, mediante la formola (vedi a pag. 132 del 1886):

$$M = V\,x - H\,y - M_A - \sum_{o}^{a} P\,(x - a)$$

i momenti flettenti rispetto ai nodi dell'arco. I valori dei momenti, divisi per le rispettive altezze dell'arco, danno le tensioni nelle nervature; esse sono riportate nel quadro seguente:

N°	Tavola superiore	Tavola inferiore	N°	Tavola superiore	Tavola inferiore
1-2	+ 354t.2	+ 422t.1	10-11	+ 312t.2	+ 290t.5
2-3	+ 362.6	+ 385.0	11-12	+ 306.6	+ 291.2
3-4	+ 363.3	+ 356.3	12-13	+ 298.9	+ 289.1
4-5	+ 360.5	+ 332.5	13-14	+ 283.5	+ 291.9
5-6	+ 354.9	+ 313.6	14-15	+ 278.6	+ 292.6
6-7	+ 349.3	+ 305.2	15-16	+ 270.2	+ 294.7
7-8	+ 345.8	+ 293.3	16-17	+ 259.7	+ 301.7
8-9	+ 336.0	+ 288.4	17-18	+ 256.2	+ 301.0
9-10	+ 324.8	+ 287.0	18-19	+ 261.8	—

Questi valori sono pure rappresentati graficamente sulla figura 3 della Tav. VI.

b) Peso permanente della travata, delle pile e sforzo verticale del vento.

Il peso per metro lineare della travata è:

Impalcatura metallica	3t,900
Ghiaia e calcestruzzo	2t,250
Lastroni dei marciapiedi	0t,460
Peso totale	6t,610

Le pressioni sulle diverse pile dell'arco, tenuto conto della continuità delle travate, sono:

I $6^t,61 \times 33,25 - 7,9 = 211^t,8$
II $219^t,8 + 2,2 = 222^t,0$
III $219^t,8 - 1,1 = 218^t,9$
IV $219^t,8 + 2,0 = 221^t,8$.

A questi carichi si deve aggiungere il peso delle pile e degli apparecchi di dilatazione, cioè 29t,5 per le pile I e IV e 7t,5 per le pile II e III.

Il vento esercita sulle pile una pressione che aggiungesi al peso morto concentrato sulle pile, supponendo così che l'azione del vento sia sempre esercitata simultaneamente e con uguale intensità sul viadotto intiero.

Queste pressioni sono determinate dalle supposizioni seguenti:

Superficie delle travate e del treno incontrata dal vento, per ogni metro lineare: metri q. 4,50;

Pressione orizzontale del vento per metro quadrato: tonn. 0,150.

Il vento eserciterà quindi *su di ogni pila* lo sforzo:

$$P_v = 0^t,15 \times 4,5 \times 33,25 = 22^t,4.$$

Lo sforzo sulle pile I e IV, le quali hanno una superficie di 2,0 metri quadrati per ogni metro di altezza, risulta:

$$P_v' = 0,15 \times 2 \times 16 = 4^t,8.$$

Il braccio di leva P_v rispetto all'arco essendo di m. 20,0 e quello di P_v' di m. 8,0, il momento esercitato sull'arco all'appoggio delle pile I e IV è:

$$M = 22,4 \times 20 + 4,8 \times 8 = 486^{mt},4$$

e siccome la larghezza dell'arco alla base di queste pile è di m. 9,02, si ottiene una pressione verticale uguale a:

$$P_{I.IV} = \frac{486,4}{9,02} = 54^t,0.$$

Per le pile II e III si ha:

$$M = 22,4 \times 5,0 = 112^{mt},0$$

e siccome lo scartamento degli archi è di m. 5,0, la pressione verticale del vento risulta:

$$P_{II.III} = \frac{112}{5} = 22^t,4.$$

Aggiungendo questi valori al peso della travata e delle pile, e tenendo conto che in seguito alla inclinazione degli archi la componente del carico verticale nel piano dell'arco è dell'11 0[00 maggiore del carico stesso, si ottengono per le pressioni massime sulle pile i valori seguenti:

$P_I = 211,8 + 29,5 + 54 + 0,011 \times 295,3 = 299^t,0$
$P_{II} = 222,0 + 4,8 + 22,4 + 0,011 \times 249,2 = 255^t,0$
$P_{III} = 218,9 + 4,8 + 22,4 + 0,011 \times 245,1 = 252^t,0$
$P_{IV} = 222,0 + 29,5 + 54 + 0,011 \times 305,5 = 309^t,0$.

Questi carichi servono a determinare le tensioni nelle nervature.

Siccome i sovraccarichi si concentrano sulle pile, come il peso morto della travata, si è giudicato conveniente di calcolare prima le tensioni prodotte da una forza di 1t,0 applicata successivamente alle quattro pile dell'arco. Si ottengono così i valori di una serie di coefficienti che occorrono alla determinazione delle tensioni prodotte dal sovraccarico.

N°	Tavola superiore				Tavola inferiore			
	I P = 1t.0	II P = 1t.0	III P = 1t.0	IV P = 1t.0	I P = 1t.0	II P = 1t.0	III P = 1t.0	IV P = 1t.0
1.2	— 1.241	+ 0.429	+ 1,679	+ 0.619	+ 1.672	+ 0.828	— 0.559	— 0.313
2.3	— 0.838	+ 0.301	+ 1.427	+ 0.525	+ 1.211	+ 0.914	— 0.267	— 0.217
3.4	— 0.358	+ 0.201	+ 1.117	+ 0.424	+ 0.698	+ 0.977	+ 0.013	— 0.125
4.5	+ 0.193	+ 0.143	+ 0.823	+ 0.326	+ 0.106	+ 0.992	+ 0.279	— 0.033
5.6	+ 0.830	+ 0.133	+ 0.548	+ 0.231	— 0.567	+ 0.960	+ 0.528	+ 0.056
6.7	+ 0.993	+ 0.153	+ 0.397	+ 0.177	— 0.745	+ 0.917	+ 0.662	+ 0.107
7.8	+ 0.909	+ 0.214	+ 0.197	+ 0.122	— 0.638	+ 0.836	+ 0.846	+ 0.179
8.9	+ 0.777	+ 0.347	+ 0.017	+ 0.029	— 0.524	+ 0.662	+ 1.001	+ 0.246
9.10	+ 0.665	+ 0.534	— 0.134	— 0.039	— 0.410	+ 0.448	+ 1.130	+ 0.308
10.11	+ 0.548	+ 0.789	— 0.249	— 0.100	— 0.299	+ 0.171	+ 1.242	+ 0.369
11.12	+ 0.437	+ 1.138	— 0.326	— 0.154	— 0.183	— 0.187	+ 1.302	+ 0.419
12.13	+ 0.320	+ 1.557	— 0.346	— 0.196	— 0.066	— 0.625	+ 1.301	+ 0.455
13.14	+ 0.205	+ 2.054	— 0.304	— 0.222	+ 0.045	— 1.128	+ 1.230	+ 0.472
14.15	+ 0.155	+ 2.064	— 0.263	— 0.228	+ 0.094	— 1.146	+ 1.181	+ 0.477
15.16	+ 0.063	+ 1.637	— 0.142	— 0.230	+ 0.183	— 0.735	+ 1.053	+ 0.478
16.17	— 0.020	+ 1.240	+ 0.033	— 0.218	+ 0.264	— 0 343	+ 0.873	+ 0.465
17.18	— 0.090	+ 0.870	+ 0.262	— 0.190	+ 0.333	+ 0.023	+ 0.634	+ 0.434
18.19	— 0.147	+ 0.544	+ 0.544	— 0.147				

Moltiplicando questi coefficienti per i carichi relativi delle quattro pile, e facendone la somma algebrica, si hanno le tensioni totali ricercate. Queste tensioni sono contenute nel seguente quadro, e sono pure riportate graficamente nella Tav. VI, fig. 4, onde farne apparire meglio la legge di variazione.

Tensioni dovute al peso della travata, delle pile e allo sforzo verticale del vento.

N°	Tavola superiore	Tavola inferiore	N°	Tavola superiore	Tavola inferiore
1-2	+ 353t.7	+ 463t.4	10-11	+ 271t.5	+ 381t.2
2-3	+ 348.0	+ 460.8	11-12	+ 291.1	+ 355.2
3-4	+ 356.8	+ 422.5	12-13	+ 344.9	+ 289.4
4-5	+ 402.3	+ 348.8	13-14	+ 439.9	+ 181.7
5-6	+ 491.6	+ 225.7	14-15	+ 435.8	+ 180.9
6-7	+ 490.6	+ 210.9	15-16	+ 329.3	+ 280.4
7-8	+ 418.7	+ 290.9	16-17	+ 251.1	+ 355.1
8-9	+ 334.1	+ 340.4	17-18	+ 202.3	+ 399.4
9-10	+ 289.1	+ 371.6	18-19	+ 191.6	—

c) Sovraccarico.

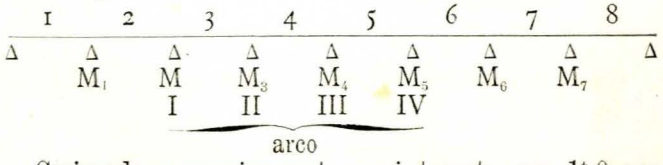
Il sovraccarico prescritto dal Capitolato d'oneri per ogni metro lineare è:

per la ferrovia 5t,100
per la strada carrettiera 3t,900

Sovraccarico totale 9t,000

Per determinare le reazioni della travata sulle pile dell'arco, è d'uopo tener conto degli spostamenti degli appoggi, cagionati dalle deformazioni dell'arco.

La travata costituisce una trave continua ad otto luci uguali di m. 33,25 di portata; gli appoggi sono distribuiti come segue:



Caricando successivamente ogni travata con 1t,0 per metro lineare, si ottengono i valori seguenti per i momenti sulle pile:

	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	M_6	M_7
1ª travata carica	— 74.06	+ 19.84	— 5.32	+ 1.42	— 0.38	+ 0.10	— 0.03
2ª »	— 54.21	— 59.53	+ 15.95	— 4.27	+ 1.14	— 0.31	+ 0.08
3ª »	+ 14.53	— 58.10	— 58.49	+ 15.67	— 4.20	+ 1.12	— 0.28
4ª »	— 3.89	+ 15.57	— 58.38	— 58.42	+ 15.65	— 4.17	+ 1.14
5ª »	+ 1.04	— 4.17	+ 15.65	— 58.42	— 58.38	+ 15.57	— 3.89
6ª »	— 0.28	+ 1.12	— 4.20	+ 15.67	— 58.49	— 58.10	+ 14.53
7ª »	+ 0.08	— 0.31	+ 1.14	— 4.27	+ 15.95	— 59.53	— 54.21
8ª »	— 0.03	+ 0.10	— 0.38	+ 1.42	— 5.32	+ 19.84	— 74.06
Carico totale	— 116.82	— 85.48	— 94.03	— 91.20	— 94.03	— 85.48	— 116.82

Con questi coefficienti si è potuto determinare le reazioni della travata sulle pile, supponendo prima gli appoggi invariabili, e poi calcolando le deformazioni relative dell'arco.

Prima distribuzione del sovraccarico.
2ª e 3ª travata cariche.

Con tale disposizione del carico si ottiene la massima pressione sulla pila N. I.

I momenti flettenti, dati dal quadro precedente, sono:

$M_1 = -39{,}68$ $M_2 = -117{,}63$ $M_3 = -42{,}54$
$M_4 = +11{,}14$ $M_5 = -3{,}06$ $M_6 = +0{,}81$

Moltiplicando i valori precedenti per 9, ossia per il sovraccarico prescritto, si hanno tutti gli elementi necessari per calcolare le reazioni sulle pile; esse sono:

Pila I $P_1 = 340^t{,}6$
Pila II $P_2 = 144^t{,}0$
Pila III $P_3 = 18^t{,}5$
Pila IV $P_4 = 4^t{,}9$

Le inflessioni dell'arco sotto tali carichi sono date dalla formola (stabilita a pag. 133 del 1886):

$$\Delta y = \frac{P x^2}{6 C}\left\{ V x - H \frac{2 f x}{l^2}(2l - x) + 3M - (x-a)^3 \frac{1}{x^2} \right\}$$

formola nella quale:

$$C = \varepsilon I \frac{dx}{ds}, \qquad \varepsilon = 17000000$$

$$\frac{dx}{ds} = \frac{5{,}54}{6{,}145} = 0{,}9 \text{ in media}$$

$$I = \frac{1}{2}\omega h^2 = \frac{1}{2} 0{,}24 \cdot 5^2{,}5 = 3{,}63 \text{ in media.}$$

Introducendo questi valori nella espressione di C, risulta:

$$C = 55539000$$

e le relative deformazioni dell'arco, *prodotte dai momenti flettenti*, hanno i valori qui registrati:

Punti	I	II	III	IV
	m	m	m	m
I	— 0.0089	— 0.0029	+ 0.0071	+ 0.0042
II	— 0.0011	— 0.0042	+ 0.0026	+ 0.0030
III	— 0.0004	— 0.0003	+ 0.0005	+ 0.0001
IV	+ 0.0001	+ 0.0001	— 0.0000	— 0.0001
Inflessioni totali	— 0.0103	— 0.0073	+ 0.0102	+ 0.0071

A queste deformazioni si aggiungono inoltre quelle *dovute alla compressione dell'arco*. Supponendo che questa sia proporzionale all'accorciamento della corda dell'arco prodotto dalla spinta orizzontale, la quale spinta è uguale a:

$$H = 207^t{,}2 \ (*)$$

l'accorciamento della corda dell'arco risulta:

$$\lambda = \frac{207{,}2 \times 150}{0{,}48 \cdot 17000000} = 0^m{,}0038$$

(*) Il valore della spinta H è alquanto diverso di quello ricavato coi coefficienti del quadro della pag. 87; esso corrisponde alla ipotesi $E I \frac{ds}{dx} = \text{cost.}$, fatta per questa parte del calcolo.

e gli abbassamenti dell'arco sotto le pile risultano:

I	II	III	IV
— 0m,0017	— 0,0040	— 0,0040	— 0,0017

Se inoltre si tiene conto *dell'abbassamento delle pile stesse, dovuto alla loro compressione*, si ha per il punto I:

$$\lambda' = -0^m,0027,$$

mentre gli abbassamenti dei punti II, III e IV sono così piccoli che possono essere trascurati.

Sommando i risultati ottenuti, avremo:

	I	II	III	IV
$\Delta y =$	— 0m,0103	— 0m,0073	+ 0m,0102	+ 0m,0071
Compressione =	— 0m,0017	— 0m,0040	— 0m,0040	— 0m,0017
Abbassamento delle pile =	— 0m,0027	—	—	—
Totale	— 0m,0147	— 0m,0113	+ 0m,0062	+ 0m,0054
o per rotondità:	— 0m,015	— 0m,011	+ 0m,006	+ 0m,005.

L'accorciamento della prima pila, appoggiata sulla muratura, sarà:

$$\lambda = \frac{L\,P}{F\,.\,E} = \frac{30,8 \times (170,3 + 10,8)}{0,0177 \times 17000\,.\,000} = 0^m,002\,.$$

La formola di Clapeyron per la determinazione dei momenti flettenti per una travata continua con appoggi mobili è:

$$M_1 + 4\,M_2 + M_3 = -\frac{y_1 + y_3 - 2\,y_2}{l^2}\,.\,6\,\varepsilon\,I$$

siccome:

$$I = \frac{a\,.\,M}{\rho} = \frac{3,125 \times 1112}{6000} = 0,5792$$

e

$$\frac{6\,\varepsilon\,I}{l^2} = 53437,5$$

così i momenti flettenti prodotti dalle deformazioni degli appoggi hanno i valori seguenti:

$M_1 = + 204^{mt},8$ $M_2 = - 231^{mt},4$ $M_3 = - 187^{mt},7$
$M_4 = + 287^{mt},6$ $M_5 = - 0^{mt},7$
$M_6 = - 71^{mt},7$ $M_7 = + 17^{mt},7.$

e le reazioni sulle pile dell'arco:

$P_1 = 355^t,0$ $P_2 = 156^t,9$ $P_3 = - 41^t,4$ $P_4 = + 11^t,4.$

Per tenere conto, come nei calcoli precedenti, della inclinazione degli archi, si sono ancora aumentati questi valori dell'11 0[00, e le pressioni definitive sull'arco risultarono:

$P_1 = 359^t$ $P_2 = 159^t$ $P_3 = - 42^t$ $P_4 = 12^t\,.$

Seconda distribuzione — 3ª e 4ª travata cariche.

Pressione massima sulla pila II.

Procedendo nello stesso modo che per la prima distribuzione, si sono trovati i seguenti valori:

Appoggi	Pressioni primitive	Deformazioni Δy	Pressioni reali	Pressioni nel piano dell'arco
I	+ 143t.9	— 0m.008	+ 129t.1	+ 131t
II	+ 339.3	— 0.018	+ 368.2	+ 372
III	+ 144.2	— 0.004	+ 131.9	+ 133
IV	— 18.6	+ 0.005	— 30.2	— 31

Terza distribuzione — 2ª, 3ª e 4ª travata cariche.

Pressioni massime simultanee sulle pile I, II.

Appoggi	Reazioni primitive	Deformazioni Δy	Pressioni reali	Pressioni nel piano dell'arco
I	+ 315t.3	— 0m.014	+ 313t.1	+ 317t
II	+ 313.5	— 0.019	+ 335.9	+ 340
III	+ 151.1	— 0.002	+ 137.6	+ 139
IV	— 20.4	+ 0.006	— 30.7	— 31

Quarta distribuzione — 3ª, 4ª e 5ª travata cariche.

Pressioni massime simultanee sulle pile II, III.

Appoggi	Reazioni primitive	Deformazioni	Pressioni reali	Pressioni nel piano dell'arco
I	+ 150t.6	— 0m.004	+ 141t.2	+ 143t
II	+ 314.0	— 0.014	+ 321.0	+ 324
III	+ 313.9	— 0.014	+ 320.9	+ 324
IV	+ 151	— 0.004	+ 141.6	+ 143

Quinta distribuzione — 2ª, 3ª, 4ª e 5ª travata cariche.

Pressioni massime simultanee sulle pile I, II, III, IV.

Appoggi	Reazioni primitive	Deformazioni	Pressioni reali	Pressioni nel piano dell'arco
I	+ 320t.3	— 0m.009	+ 325t.2	+ 329t
II	+ 294.9	— 0.013	+ 293.1	+ 296
III	+ 295.4	— 0.013	+ 297.7	+ 301
IV	+ 318.9	— 0.008	+ 319.5	+ 323

Moltiplicando le quattro pressioni ottenute in ciascuna ipotesi per i coefficienti della pag. 88 si ottengono le tensioni prodotte dal sovraccarico nelle nervature dell'arco.

Sarebbesi potuto far a meno di calcolare per l'arco intiero le tensioni prodotte da ciascuna delle cinque distribuzioni di carico e contentarsi di calcolare direttamente i soli valori massimi che occorrono; tuttavia, si è giudicato interessante di tracciare la curva della variazione degli sforzi per ogni caso di carico.

I risultati delle cinque ipotesi di carico sono pure riportati nella fig. 2 della Tav. VI. Gli sforzi massimi segnati nel quadro con cifre più nere sono riportati graficamente nella fig. 5 della medesima Tavola.

I valori massimi sono segnati nel quadro con cifre più nere. I segni + si riferiscono alle compressioni, i segni — alle tensioni nelle nervature dell'arco.

QUADRO DELLE TENSIONI REALI DOVUTE AI SOVRACCARICHI.

	N° d'ordine	A — *Tavola superiore.* 1ª distribuz.	2ª distribuz.	3ª distribuz.	4ª distribuz.	5ª distribuz.	B — *Tavola inferiore.* 1ª distribuz.	2ª distribuz.	3ª distribuz.	4ª distribuz.	5ª distribuz.
(imposta)	1-2	— 440t.4	+ 211t.1	— 33t.3	+ 594t.0	+ 424t.0	+ **751t.6**	+ 462t.4	+ 743t.5	+ 281t.5	+ 525t.8
	2-3	— 306.5	+ 175.7	+ 18.8	+ 515.1	+ 412.5	+ 588.6	+ 469.8	+ **664.3**	+ 351.8	+ 518.4
	3-4	— 138.3	+ 163.4	+ 96.0	+ 436.4	+ 414.9	+ 403.9	+ 460.4	+ **559.2**	+ 402.6	+ 482.3
	4-5	+ 61.3	+ 177.9	+ 214.1	+ 388.2	+ **458.8**	+ 183.7	+ 421.0	+ 410.7	+ **422.3**	+ 401.8
	5-6	+ 298.9	+ 223.9	+ 377.3	+ 372.4	+ **552.0**	— 72.5	+ 351.3	+ 218.4	+ **409.0**	+ 274.7
	6-7	+ 366.2	+ 234.3	+ 416.5	+ 345.5	+ **548.7**	— 148.2	+ 328.2	+ 164.3	+ **420.4**	+ 260.2
	7-8	+ 353.5	+ 221.1	+ 384.6	+ 280.5	+ **461.1**	— 129.5	+ 334.4	+ 194.1	+ 479.4	+ 350.0
	8-9	+ 333.7	+ 232.3	+ 365.8	+ 233.1	+ **372.8**	— 121.8	+ 303.2	+ 190.5	+ 499.1	+ 404.4
	9-10	+ 328.2	+ 269.1	+ **375.0**	+ 219.1	+ 324.0	— 119.8	+ 253.8	+ 169.9	+ 496.7	+ 437.3
	10-11	+ 331.5	+ 335.3	+ **410.5**	+ 251.9	+ 335.7	— 127.9	+ 178.2	+ 124.5	+ 467.8	+ 445.2
	11-12	+ 349.7	+ 441.9	+ **484.9**	+ 303.6	+ 332.8	— 145.1	+ 66.6	+ 46.4	+ 394.9	+ 411.6
	12-13	+ 374.6	+ 581.2	+ **588.8**	+ 410.2	+ 398.8	— 172.2	— 82.2	— 66.7	+ 274.6	+ 331.9
	13-14	+ 410.3	+ **757.5**	+ 728.0	+ 564,6	+ 512.2	— 209.2	— 264.7	— 212.8	+ 106.9	+ 203.6
	14-15	+ 392.1	+ **760.2**	+ 721.4	+ 573.1	+ 509.1	— 192.4	— 271.6	— 210.3	+ 82.9	+ 201.3
	15-16	+ 286.1	+ **605.5**	+ 564.0	+ 460.5	+ 388.3	— 89.7	— 124.2	— 60.3	+ 197.7	+ 314.0
	16-17	+ 186.0	+ **469.9**	+ 426.7	+ 378.4	+ 299.9	+ 9.2	— 2.7	+ 74.0	+ 276.1	+ 398.4
	17-18	+ 92.7	+ **352.5**	+ 309.6	+ 326.7	+ 245.4	+ 101.8	+ 123.1	+ 192.0	+ 322,6	+ 447.4
	18-19	+ 9.1	+ 260.1	+ 218.6	+ **311.6**	+ 228.8					
(chiave)	19-18	+ 9.1	+ 260.1	+ 218.6	+ 311.6	+ 228.8					
	18-17	— 64.1	+ 191.1	+ 152.6	+ 326.7	+ 245.4	+ 259.6	+ 285.5	+ 346.1	+ 322.6	+ **447.4**
	17-16	— 125.4	+ 149.2	+ 115.1	+ 378.4	+ 299.9	+ 323.3	+ 331.9	+ 388.3	+ 276.1	+ **398.4**
	16-15	— 173.2	+ 132.8	+ 104.3	+ 460.5	+ 388.3	+ 372.1	+ 350.8	+ **401.6**	+ 197.7	+ 314.0
	15-14	— 208.5	+ 142.0	+ 120.4	+ 573.1	+ 509.1	+ **408.2**	+ 346.5	+ 390.5	+ 82.9	+ 201.3
	14-13	— 211.8	+ 124.6	+ 105.3	+ 564.6	+ 512.2	+ **412.9**	+ 368.0	+ 409.6	+ 106.9	+ 203.6
	13-12	— 187.0	+ 42.8	+ 26.8	+ 410.2	+ 398.8	+ 395.7	+ 462.5	+ **501.6**	+ 274.6	+ 331.9
	12-11	— 149.7	— 3.6	— 14.9	+ 303.6	+ 332.8	+ 363.1	+ 520.0	+ **555.2**	+ 394.9	+ 411.6
	11-10	— 102.0	— 17.8	— 23.7	+ 251.9	+ 335.7	+ 319.2	+ 542.3	+ **572.4**	+ 467.8	+ 445.2
	10-9	— 49.7	— 4.5	— 5.4	+ 219.1	+ 324.0	+ 266.6	+ 533.0	+ **556.8**	+ 496.7	+ 437.3
	9-8	+ 7.8	+ 32.2	+ 39.1	+ 233.1	+ 372.8	+ 213.4	+ 508.8	+ **526.5**	+ 499.1	+ 404.4
	8-7	+ 77.0	+ 89.6	+ 107.2	+ 280.5	+ 461.1	+ 156.0	+ 469.1	+ **480.3**	+ 479.4	+ 350.0
	7-6	+ 132.1	+ 160.4	+ 201.6	+ 345.5	+ 548.7	+ 96.3	+ 405.4	+ 409.6	+ 420.4	+ 260.2
	6-5	+ 174.4	+ 226.2	+ 252.3	+ 372.4	+ 552.0	+ 57.0	+ 349.0	+ 348.3	+ 409.0	+ 274.7
	5-4	+ 239.6	+ 361.9	+ 395.0	+ 388.2	+ 458.8	— 7.8	— 228.1	+ 219.0	+ 422.3	+ 401.8
	4-3	+ 317.1	+ 508.8	+ **553.2**	+ 436.4	+ 414.9	— 75.4	+ 96.7	+ 79.0	+ 402.6	+ 482.3
	3-2	+ 392.7	+ 665.6	+ **719.4**	+ 515.1	+ 412.5	— 144.3	— 43.6	— 70.1	+ 351.8	+ 518.4
(imposta)	2-1	+ 456.3	+ 801.3	+ **865.2**	+ 594.0	+ 424.0	— 216.0	— 190.6	— 226.0	+ 281.5	+ 525.8

d) Compressione prodotta dalla spinta e dalle variazioni di temperatura.

Una forza orizzontale di 1t,0 applicata al centro di gravità S delle espressioni ΔE, produce un momento statico rispetto ad un punto qualunque dell'arco uguale a:

$$M = (y - y_s)\ 1^t,0 = y - y_s$$

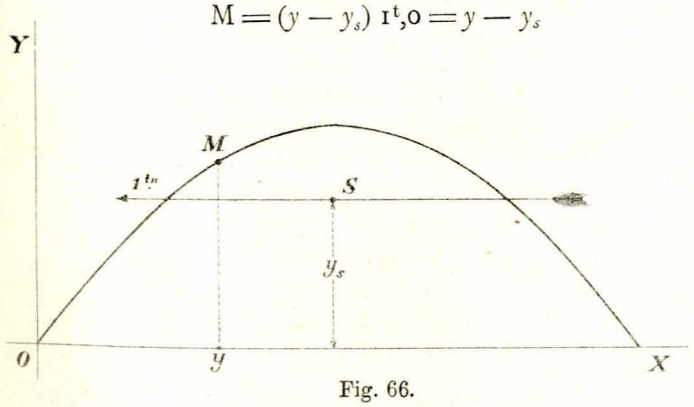


Fig. 66.

Dividendo il suddetto momento per l'altezza corrispondente dell'arco, si ottiene la tensione nelle nervature.

N°	Tavola superiore	Tavola inferiore	N°	Tavola superiore	Tavola inferiore
1-2	— 3.95	+ 2.78	10-11	— 0.06	— 1.05
2-3	— 3.51	+ 2.30	11-12	+ 0.34	— 1.43
3-4	— 3.01	+ 1.83	12-13	+ 0.71	— 1.79
4-5	— 2.51	+ 1.35	13-14	+ 1.04	— 2.08
5-6	— 2.02	+ 0.87	14-15	+ 1.17	— 2.20
6-7	— 1.72	+ 0.59	15-16	+ 1.38	— 2.41
7-8	— 1.31	+ 0.18	16-17	+ 1.54	— 2.57
8-9	— 0.88	— 0.23	17-18	+ 1.64	— 2.65
9-10	— 0.47	— 0.63	18-19	+ 1.68	—

Ora, la spinta massima, corrispondente alla quinta distribuzione del sovraccarico, è:

$$H = 0{,}2415\ (329 + 323) + 0{,}8931\ (296 + 301) + + 0{,}2415\ (299 + 309) + 0{,}8931\ (255 + 262) + + 79{,}384 - 7 + 184 = 2030^t{,}0.$$

La deformazione, o piuttosto l'accorciamento della corda dell'arco prodotto dalla spinta è:

$$\Delta c = \frac{l\,H}{\varepsilon \,.\, \omega} = \frac{150 \times 2030}{0{,}48\ .\ 17000000} = 0{,}^m037.$$

Ne risulta una spinta negativa applicata al centro di gravità S uguale a:

$$H = - 138^t{,}0.$$

La spinta dovuta ad una variazione della temperatura è data dalla formola:

$$H = \frac{1}{2}\ \frac{\varepsilon \,.\, \omega \,.\, l\,\alpha\,\tau}{y_s\,(y_x - y_s)\,.\,E}$$

ricavata al § VII (pag. 131 del 1886).

Per un abbassamento di — 20° avremo:

$$H_{-20} = - 123^t{,}0.$$

Per un aumento di temperatura di + 30°, avremo:

$$H_{+30} = + 184^t{,}0$$

ed aggiungendo a queste spinte quella dovuta alla compressione dell'arco, si ottengono i due valori estremi della spinta dovuta alla temperatura ed alla compressione:

$$H_{max} = 184 - 138 = + 46^t$$
$$H_{min} = - 123 - 138 = - 261^t{,}0.$$

Moltiplicando i coefficienti del quadro precedente per le

spinte più sopra, e tenendo conto dei segni in modo da ritenere i soli sforzi positivi, cioè gli sforzi di compressione, onde poterli aggiungere alle tensioni trovate precedentemente, si ottengono i seguenti valori:

N°	Tavola superiore	Tavola inferiore	N°	Tavola superiore	Tavola inferiore
1-2	+ 181.7	+ 725.6	10-11	+ 2.8	+ 48.3
2-3	+ 161.5	+ 600.3	11-12	+ 88.7	+ 65.8
3-4	+ 138.5	+ 477.6	12-13	+ 185.3	+ 82.3
4-5	+ 115.5	+ 352.4	13-14	+ 271.4	+ 95.7
5-6	+ 92.9	+ 227.1	14-15	+ 305.4	+ 101.2
6-7	+ 79.1	+ 154.0	15-16	+ 360.2	+ 110.9
7-8	+ 60.3	+ 47.0	16-17	+ 401.9	+ 118.2
8-9	+ 40.5	+ 10.6	17-18	+ 428.0	+ 121.9
9-10	+ 21.6	+ 29.0	18-19	+ 438.5	—

e) Azione del vento.

Se consideriamo l'arco, nella sua proiezione verticale (sezione trasversale) come un prisma incastrato alla sua base, i momenti prodotti dallo sforzo del vento sono dati dalla equazione:

$$M_v = P\,y$$

nella quale si deve porre:

$$P = 0{,}15 \times 3 \times \Delta s$$

essendosi ammesso che la superficie dell'arco esposta al vento sia di 3 metri quadrati per ogni metro lineare di sviluppo e la pressione del vento di $0^t{,}15$ per ogni metro quadrato.

Inoltre le reazioni orizzontali dello sforzo del vento sulle pile e sulla travata vengono a concentrarsi sui montanti 5-6, 6,7, 13-14, 14-15 dell'arco.

Nella proiezione orizzontale dell'arco considerato come trave incastrata alle sue due estremità, i momenti prodotti dal vento si ricavano dalla formola:

$$M_0 = -\frac{1}{l^2}\sum_0^a P\,a\,(l-a)^2 + V\,x - \sum_0^a P\,(x-a).$$

Il momento totale flettente del vento che sollecita l'arco sarà espresso da:

$$M = \sqrt{M^2_v + M^2_0}.$$

Dividendo i valori di M per le relative larghezze dell'arcata, otterremo le tensioni nelle nervature.

I risultati del calcolo sono dati dal quadro seguente:

N°	M_v	M_0	M	Tensioni	
spalla	2303mt	— 2276mt	3238mt	$198^t{,}5$	(imposta)
1.2	2075	— 2028	2901	186.3	
2.3	1662	— 1589	2299	162.9	
3.4	1293	— 1164	1739	136.2	
4.5	967	— 761	1231	106.8	
5.6	681	— 370	775	74.6	
6.7	560	— 190	591	60.3	
7.8	436	+ 5	436	48.6	
8.9	330	+ 189	380	46.1	
9.10	241	+ 365	437	57.7	
10.11	166	+ 531	556	79.4	
11.12	104	+ 686	693	106.8	
12.13	55	+ 833	835	137.5	
13.14	18	+ 971	971	170.1	
14.15	9	+ 1008	1008	180.6	
15.16	4	+ 1033	1033	192.4	
16.17	1.3	+ 1049	1049	201.3	
17.18	0.2	+ 1061	1061	207.2	
18.19	0	+ 1063	1063	208.8	(chiave)

Questi valori delle tensioni sono riportati insieme agli altri nella fig. 7 della Tav. VI.

Con ciò è ultimata la determinazione delle tensioni nelle nervature dell'arco.

Nella Tav. VI, fig. 10, sono raccolte e sommate tutte le tensioni parziali onde ottenere le tensioni totali cercate.

3. — Determinazione degli sforzi nelle sbarre del traliccio dell'arco.

Per semplificare la ricerca degli sforzi nelle sbarre del traliccio, si è supposto che per ogni sezione fatta nell'arco, le due nervature si potessero ritenere parallele, quindi per trovare lo sforzo lungo una sbarra qualunque, è bastato scomporre, in ciascuna sezione considerata, la forza esterna in due direzioni, una tangente all'asse dell'arco, l'altra parallela alla sbarra nella quale si vuole conoscere lo sforzo.

Alle forze considerate fin qui, si è aggiunta la torsione prodotta dalla pressione del vento sull'arco. Gli sforzi prodotti dalla torsione sono normali all'asse dell'arco: essi furono determinati calcolando i momenti di torsione, poi dividendo questi per l'altezza dell'arco. Per la determinazione dei momenti di torsione si sono misurati direttamente su di un disegno i bracci di leva. Nella seguente tabella sono riportati i momenti di torsione e gli sforzi T normali all'asse dell'arco.

N°	Momenti	T	N°	Momenti	T
1.2	$725^{tm}.1$	$46^t.5$	10.11	59.6	$6^t.1$
2.3	598.7	41.0	11.12	37.8	4.0
3.4	483.5	35.7	12.13	21.7	2.4
4.5	366.5	28.7	13.14	10.0	1.2
5.6	280.7	23.4	14.15	5.5	0.7
6.7	225.2	19.8	15.16	2.7	0.3
7.8	175.1	15.8	16.17	1.1	0.1
8.9	133.6	12.6	17.18	0.2	0.0
9.10	92.3	9.0	18.19	0.0	0.0

Dopo ciò si sono successivamente determinati per via grafica (V. Tav. VI, fig. 9) gli sforzi delle sbarre del traliccio, prodotti dal peso proprio dell'arco, da quello della travata e delle pile, dai sovraccarichi nei casi più sfavorevoli, dalle variazioni di temperatura e dalla compressione, e finalmente dalla torsione.

4. — Determinazione delle dimensioni dei ferri.

α) Nervature dell'arco. — Dalle tabelle portate nel corso della trattazione, risulta uno sforzo di compressione massimo nella tavola inferiore all'imposta di $2549^t{,}0$, ma siccome esso corrisponde ai pesi e sovraccarichi di tutta la costruzione, così ne risulta uno sforzo massimo per ciascun arco di $637^t{,}3$.

La sezione di ciascheduna nervatura è composta di due anime di 700[15, di due squadre di $\frac{130-130}{13}$ e di otto piattabande di 700[15; la sua area è di 1114 cm², ed il lavoro del ferro non oltrepassa:

$$c = 5^{kg}{,}7 \text{ per mm}^2.$$

La distribuzione delle piattabande è fatta in modo da non oltrepassare in nessun punto dell'arco il lavoro prescritto di 6 kg. per mm².

β) Traliccio. — Si sono adottati cinque tipi di sbarre per il traliccio dell'arco. Gli sforzi massimi per ciascun tipo di sbarra sono:

Sbarre del tipo N.	1 . .	$548^t,0$	Area	1108,0	cm^2
»	2 . .	$516^t,0$	»	1033,6	»
»	3 . .	$425^t,0$	»	880,8	»
»	4 . .	$362^t,5$	»	730,4	»
»	5 . .	$273^t,0$	»	552,8	»

Le sezioni riportate sono tali, che lo sforzo in ciascuna sbarra non è superiore mai a 5 kg. per mm^2.

γ) *Controventi.* — Per il calcolo dei controventi si è osservato che lo sforzo di taglio prodotto dal vento in ciascuna sezione dell'arco è misurato dalla somma delle forze orizzontali dovute al vento, dalla chiave dell'arco fino alla sezione nella quale si vuole cercare lo sforzo. Una volta dedotti gli sforzi taglianti, questi furono scomposti secondo le direzioni delle sbarre dei controventi e delle nervature dell'arco.

Venne adottato un solo tipo di controventi a partire dall'imposta fino alla pila N. 1; per tutto questo tratto, lo sforzo massimo risultò di $130^t,0$. Il sistema di controventatura è doppio, essendosi controventate ambedue le nervature dell'arco, ed ogni sistema comprende quattro sbarre; dunque lo sforzo massimo lungo ciascuna sbarra vale:

$$S = \frac{130^t}{8} = 16^t,25.$$

Essendosi adottata una sezione composta di due ferri ad angolo di $\frac{120 - 80}{10}$, che ha un'area di 38 cm^2, il lavoro massimo del ferro risulta di:

$$c = 4^{kg},2 \text{ per mmq.}$$

Nella parte centrale dell'arco gli sforzi sul controvento sono piccolissimi, per cui una sezione composta di due ferri d'angolo di $\frac{70 - 70}{10}$ è più che sufficiente.

5. — Appoggi.

La superficie della base di ciascuna piastra di appoggio è:

$$s = 82880 \text{ cm}^2$$

per tutto l'arco e per ciascuna tavola, dimodochè la pressione massima sulla muratura, essendo il massimo sforzo sopra un appoggio per tutto l'arco e per la tavola inferiore di 2550^t, risulta:

$$p = \frac{2550000}{82880} = 31^{kg} \text{ per cm}^2$$

come era stato prescritto.

Le imposte degli archi riposano sopra due massi di muratura distinti. Sarebbe riuscito inutile riunirli in modo da formare una sola spalla, perchè non si poteva certamente ammettere che il masso murale così formato, fra gli archi, fosse capace di trasmettere al terreno una parte qualsiasi del carico del ponte.

La superficie inferiore presentata da ciascun masso è tale, che la pressione sul terreno non risulta maggiore di 3 kg. per cm^2, cioè notevolmente inferiore a quella che si potrebbe adottare, pure rimanendo entro i limiti di sicurezza abitualmente in uso.

6. — Stabilità del viadotto contro l'azione del vento.

Lo sforzo del vento concentrato su di ogni travata per ciascuna delle pile I, II, III e IV è di $22^t,40$, il suo braccio di leva rispetto all'imposta dell'arco è di m. 45,0, il vento concentrato sulle pile I e IV corrisponde ad uno sforzo di $4^t,8$, con un braccio di leva di m. 33,0. Infine, la forza del vento sull'arco può essere considerata come concentrata ai 2/3 dell'altezza della sua freccia, la sua intensità è di $0^t,45$ per ogni metro di sviluppo dell'arco; essa sarà conseguentemente per l'arco intiero di:

$$0,45 \times 172 = 77^t,4.$$

Tale forza ha per braccio di leva: $\frac{2}{3}\,37,5 = 25^m,0$.

Il momento di rovesciamento totale è:

$$M = 4 \times 22,4 \times 45 + 2 \times 4,8 \times 33 + 77,4 \times 25 = 6384^m,0.$$

Il peso dell'arco e delle pile è di	1280^t
Quello di quattro campate della travata di .	882^t
In totale . . .	2162^t

Siccome la larghezza dell'arco all'imposta è di m. 16,0, il momento di resistenza del viadotto al rovesciamento è:

$$M = \frac{1}{2}\,16 \times 2162 = 17296^m,$$

ossia quasi tre volte superiore al momento del vento.

Se si suppone che la intensità del vento possa crescere sino a $0^t,27$ per metro quadrato, pressione superiore a quella dei più violenti uragani nei nostri paesi, il momento di rovesciamento aumenta a:

$$M = \frac{27}{18} \cdot 6384 = 11491^m.$$

In questo caso la sicurezza contro il rovesciamento è ancora di una volta e mezzo, sicurezza generalmente adottata per i viadotti di questo genere.

IV.

Prove del viadotto.

Le prove del viadotto ebbero luogo dal 12 al 19 maggio.

Per realizzare coi sovraccarichi le supposizioni principali fatte nei calcoli di stabilità per la determinazione degli sforzi massimi dovuti al sovraccarico, fu ritenuto conveniente, onde non immobilizzare per un tempo troppo lungo le locomotive speciali destinate alle prove, di procedere prima coi carichi diversi della sede stradale mediante ghiaia, poi, dopo aver esteso il sovraccarico prescritto per la strada provinciale, cioè $3^t,9$ per metro lineare sulla lunghezza intiera del viadotto, di eseguire le prove colle locomotive.

Le osservazioni delle deformazioni della travata superiore furono eseguite mediante il noto metodo dei tubi comunicanti, mentre che le deformazioni dell'arco furono determinate colle applicazioni di biffini fissati sul ponte di servizio in corrispondenza dei quattro appoggi della travata sull'arco e della chiave del medesimo.

*

Prove statiche. — Il sovraccarico del ponte ferroviario venne fatto con sei locomotive con tender del peso di 83 tonnellate ciascheduna, le quali furono successivamente disposte secondo il diagramma rappresentato dalla fig. 67.

QUADRO DELLE PROVE STATICHE CON LOCOMOTIVE.

Disposizione del carico per le prove.

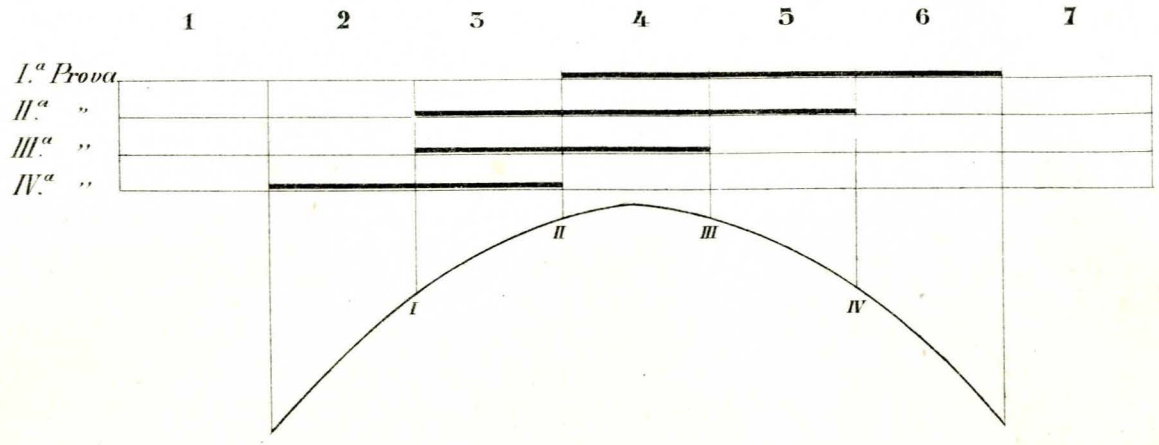


Fig. 67.

Nel quadro qui sotto sono indicate le freccie *teoriche*, calcolate colle formole su cennate nella ricerca delle deformazioni dell'arco per calcolare le pressioni esercitate dalla travata sull'arco e le pressioni *effettive* verificatesi nelle prove.

INDICAZIONI	PILA I		PILA II		VERTICE		PILA III		PILA IV	
	Freccie		Freccie		Freccie		Freccie		Freccie	
	osservate	calcolate	osservate	calcolate	osservate	calcolate	osservate	calcolate	osservate	calcolate
I prova	+ 3.8	+ 3.3	+ 0.1	— 1.0	— 4.4	— 4.5	— 10.6	— 10.8	— 5.6	— 6.6
II »	0	— 1.6	— 7.9	— 8.0	— 8.0	— 9.7	— 10.2	— 8.0	— 1.2	— 1.6
III »	— 1.6	— 4.0	— 10.2	— 10.1	— 7.3	— 9.4	— 1.4	— 2.2	+ 2.5	+ 2.7
IV »	— 6.3	— 6.8	— 5.8	— 6.4	— 0.7	— 1.0	+ 4.2	+ 3.5	+ 2.6	+ 3.1

La coincidenza delle freccie osservate colle freccie teoriche è rimarchevole, e permette di concludere che le supposizioni fatte nella determinazione delle formole per il calcolo degli archi sono conformi praticamente alla realtà, oppure, con altre parole, che il lavoro del ferro sviluppato negli archi è ben quello previsto dal calcolo,

*

Prove dinamiche. — L'ultima prova fu eseguita con un treno composto di tre locomotive di 83 tonnellate e di 30 vagoni caricati di ghiaia.

Il peso complessivo del treno superava le 600 tonnellate.

Tale treno percorse tre volte il viadotto con velocità crescente sino a raggiungere 45 chilometri all'ora.

Le oscillazioni laterali osservate alla chiave dell'arco non oltrepassarono millimetri 3 1[2, e l'abbassamento della medesima non superò 10 millimetri.

Le trepidazioni furono giudicate da tutte le persone assistenti alle prove non superiori a quelle di travi parallele di 40 a 50 metri di luce.

CONCLUSIONE.

Abbiamo voluto riportare tutti i calcoli relativi alla struttura metallica del gigantesco viadotto di Paderno, e siamo certi che i lettori dell'*Ingegneria Civile* ce ne sapranno buon grado. Se noi ci troviamo infatti ammiratori, e quasi estatici, dinanzi ad un nuovo trionfo dell'arte nostra, se ci è dato di possedere un'opera la quale è arrivata ad un massimo di grandiosità e di resistenza per il solo concorso armonico di tutti i minimi mezzi, tutto ciò è essenzialmente dovuto, ed è quasi unicamente dovuto a questi calcoli. Coll'accoglierli primi tra le sue colonne, l'*Ingegneria Civile* ha inteso di rendere a questi stessi calcoli tutto l'onore che indubbiamente si meritano.

Valgano dessi a confondere quegli amatori eterni di tipi fissi e di norme pratiche immutabili, i quali non dubitano asserire che le teorie sono spesso contradditorie fra loro, e su tali idee, inspirate alla scuola antica di un materiale empirismo, distendono programmi di pubblicazioni intese a favorire interessi essenzialmente professionali.

G. SACHERI.

CRONACA

La demolizione del ponte Cestio a Roma. — L'egregio ingegnere Pietro Bonato ci ha favorito copia d'una sua interessante comunicazione fatta in Roma alla Società degli ingegneri e che porta il titolo: *La demolizione del ponte Cestio in Roma.*

Ben a ragione egli esordisce accennando alle difficoltà in cui si è trovata nel 1871 la Commissione per lo studio della sistemazione del Tevere urbano in forza dell'impostole rispetto a tutto ciò che noi chiameremo *i resti dell'antico.*

Ed il rispetto ai resti dell'antico fu tale da obbligare la Commissione a rinunziare a proposte che dai più elementari criteri tecnici le venivano indicate. Così non si volle modificato il corso del fiume presso l'isola Tiberina di S. Bartolomeo, nè si potè rinunziare al braccio sinistro per conservare i due ponti antichi che legavano l'isola alle sponde laterali.

Ma se il ponte Fabricio (costruito 62 anni avanti l'êra volgare) colle due sue ampie luci semicircolari di m. 25 di corda, sussidiate altresì da un piccolo arco, o fornice, intermedio poteva garantire il libero deflusso delle acque nel braccio sinistro del fiume, non lo faceva altrettanto il ponte Cestio, che sovrastava al ramo destro verso Trastevere, perchè esso presentava una sola grande arcata di m. 24 e due fornici laterali disuguali fra loro, ma amendue di larghezza inferiore a m. 6.

Coll'ampliamento del ramo destro del fiume il ponte Cestio (di costruzione assai più recente, poichè fu riedificato nell'anno 370 dell'êra volgare) doveva subire necessariamente un'importante trasformazione. In qualsiasi altra città del globo sarebbesi proceduto, senz'altro, alla demolizione del ponte, ed alla erezione di un'opera nuova, capace di soddisfare alle esigenze di un buon regime delle acque e più monumentale e più esteticamente bella della preesistente, ma che fosse ad un tempo il portato se non delle nuove vedute almeno dei progressi nella statica raggiunti dalla moderna arte del fabbricare.

Invece la Commissione archeologica diede, ed a malincuore, il suo assenso ad un inconsulto progetto nel quale la vecchia arcata di m. 24 volevasi conservare intatta, e due nuove luci, laterali alla antica, e di pochissimo minori, venivano a sostituirsi ai due vecchi fornici, e le due spalle reggenti l'opera da 15 secoli dovevano divenire due pile isolate nel fiume.

Evidentemente un tal progetto che non poteva garantire la stabilità dell'arcata soprastante (la cui struttura a blocchi regolari, quasi parallelepipedi non presentava traccia veruna di malta) dovette essere abbandonato.

E si venne allora alla determinazione non meno curiosa di demolire completamente l'antico ponte, rimuovendo con ogni cura tutti i blocchi che lo componevano, per potere fondare poi solide pile e ricostruire la vecchia arcata nel medesimo sito, *nella medesima direzione*, colle stesse dimensioni, colla stessa forma e struttura, infine colle stesse pietre. E queste condizioni furono così pedantemente seguìte che il nuovo ponte sebbene fosse da ricostruirsi *ab imis fundamentis* doveva pur tuttavia presentare 8° 6′ d'obliquità alla corrente; e poichè non sarebbe riuscito coincidente cogli assi delle strade d'accesso, per unirsi in alcun modo con esse, la nuova arcata di sinistra venne studiata sovra base trapezia. *Cose da romanzo* insomma, o degne appena di quei tempi nei quali i ponti migliori venivano fabbricati dal diavolo.

Quale sarà il risultato che è lecito fin d'ora attendersi da tale ricostruzione?

A questa domanda risponde egregiamente l'ingegnere Bonato con queste moderatissime parole: « Io dubito assai che non si raggiungerà in alcun modo lo scopo che era stato imposto dall'archeologo, dacchè quando si sa già fin d'ora che dei 114 blocchi che costituivano le due armille della vecchia arcata, solo 45 si riscontrarono di reimpiegabili, senza pur contare tutte quelle altre inevitabili sostituzioni che si mostreranno necessarie più tardi, è possibile il prevedere che alla fine si avrà un ponte affatto nuovo, sulla fronte del quale saranno qua e là disseminati alcuni blocchi del vecchio. E l'ingegnere che senza sua colpa sarà tacciato di vandalismo, non avrà neppure il conforto di avere costrutto un ponte che lo renda soddisfatto nelle sue vedute tecniche ».

*

La parte veramente più seria ed utile e soddisfacente per tutti l'ha fatta l'ingegnere Bonato pubblicando la foto-litografia del vecchio ponte ed alcune vedute di particolari della costruzione all'atto della demolizione ed una descrizione accurata della struttura di quell'opera, colle dimensioni più essenziali.

« La demolizione del ponte, soggiunge molto a proposito l'ingegnere Bonato, doveva essere seguìta con grande interesse, perchè non si ha nessuna Memoria tecnica di importanza dell'epoca Romana che faccia parola del modo allora seguìto per costruire la vôlta, il che è tanto più strano, allorquando si consideri che furono appunto i Romani che questo importantissimo elemento dell'arte del costruire, appreso dagli Etruschi, innalzarono ad onore sì alto, che noi non possiamo ancor oggidì non rimanerne presi da viva ammirazione ».

*

L'arcata principale del ponte Cestio, a sesto leggermente ribassato, essendo di m. 0.81 il rapporto fra la freccia e la semicorda, aveva più precisamente la corda di m. 23,97 e la saetta di m. 9,60; lo spessore in chiave era di m. 1,40 circa. Le due fronti del ponte e quindi le armille della vôlta erano di travertino. All'altezza di m. 2 sovra il fascione d'imposta erano stati lasciati speciali pulvini sporgenti dall'intradosso, per dare appoggio alle centine dell'armatura. È notevole l'assenza assoluta di malta nel collegamento dei pezzi di pietra concia, mentre ogni masso dell'arcata era legato a quelli contigui perfino da 25 grappe disposte entro incassi della pietra, e quivi molto accuratamente piombate; un'enorme quantità di piombo venne perciò adoperato perchè una gran parte rimanesse a riempire i canaletti praticati nella pietra per far stabilire una comunicazione fra le diverse grappe, e far giungere a tutte il metallo fuso.

E fu essenzialmente per causa delle grappe che il lavoro di demolizione divenne grandemente difficile e penoso, perchè occorse spezzare e spezzare in piccole parti quasi tutti i blocchi delle arcate per staccarli l'uno dall'altro.

E di qui la necessità di dover provvedere per la ricostruzione un numero di pezzi di gran lunga maggiore di quello che si era da prima previsto, avuto riguardo al solo deperimento del materiale.

*

Le cose essendo a questo punto, sarebbe stato certamente prezzo dell'opera lo studio di un nuovo progetto di ponte a tre archi che meglio rispondesse alle esigenze dell'idraulica, a quelle dell'estetica, della statica e della economia. Ma neppure l'ingegnere Bonato in quella sua interessante comunicazione da cui le notizie su riferite sono state sommariamente desunte, osò farne esplicita proposta.

Nè pare che la Società degli ingegneri italiani abbia fatto in proposito alcuna discussione o appoggiata alcuna deliberazione, limitandosi a sua volta a fare le spese di stampa della importante comunicazione avuta.

G. S.

NOTIZIE

Congresso degli ingegneri e degli architetti in Palermo, nel 1891. — È noto come nel VI Congresso degli ingegneri e degli architetti italiani tenutosi in Venezia, si fosse designata a sede del VII Congresso la città di Palermo. E il Municipio di Palermo non solo accolse molto di buon animo la proposta, ma divisò di invitare a codesto Congresso anche gli ingegneri ed architetti delle altre nazioni, dando così al VII Congresso nazionale il carattere e la importanza di un primo Congresso internazionale.

« La città di Palermo, dice il Programma, sarà lieta di accogliere la geniale schiera che nel mondo versa l'ingegno nelle grandi invenzioni e nelle sorprendenti creazioni, e si promette autorevoli consigli per lo svolgimento ulteriore del suo benessere materiale.

« Gli on. ingegneri ed architetti continentali e stranieri avranno quivi dimostrazioni di rispettosa stima dai loro colleghi dei locali collegi, e troveranno in Palermo opportunamente aperta una Esposizione nazionale di arti e d'industrie, nella quale la Sicilia procurerà di raccogliere tutta quanta la sua produzione ».

Il Congresso sarà tenuto nel 1891, nell'aula magna di quella regia Università, con un numero di tornate successive e le discussioni saranno raccolte e pubblicate negli Atti a cura del Comitato esecutivo.

Il programma ed il regolamento da spedirsi fra non guari agli aderenti, indicheranno le sezioni in cui verrà diviso il Congresso, l'andamento dello stesso, i temi scelti fra quelli che possono essere esibiti dai congressisti italiani e stranieri, e che valgono ad illuminare taluni punti che preoccupano l'arte e la scienza dell'ingegnere.

Nel pensiero poi di fare cosa gradita agli onorevoli aderenti, il Comitato direttivo informa che sta organizzando una escursione artistico-archeologica per le antichità dell'Isola in Segesta, Selinunte, Girgenti, Siracusa, Catania, Messina, Taormina, Solunto, Trapani, Morreale, ecc. ove saranno tenute conferenze di locale interesse sui monumenti. Sicchè a titolo di ricreazione, coloro dei soci che non hanno avuto occasione di conoscere il materiale delle grandezze storiche di quella classica terra, gremita di monumenti che sono l'oro puro dell'arte antica e lo svolgimento complesso della mediovale, potranno coglierne l'opportunità in questa evenienza nella quale i locali collegi di ingegneri e di architetti ed i Municipi delle principali città dell'Isola faranno a gara per rendersi meritevoli dell'onore che conferisce alla Sicilia la visita di cotante individualità, cospicue nell'arte e nella scienza.

La fabbricazione dell'alluminio. — In Austria sta costituendos una grande Società per la fabbricazione dell'alluminio col processo elettrico Héroult, adottato in Francia e Svizzera. A tale scopo venne già accaparrata una caduta d'acqua di 60 metri e del volume di 12 metri cubi, della quale si utilizzeranno subito 3,700 cavalli. Si ritiene che arrivando a produrre l'alluminio a 5,50 o a 7 lire il chilogramma ciò porterà una rivoluzione in certe industrie.

Si attende che coll'impiego di esso acquistino grandissimo incremento le manifatture del filo di ferro, dei proiettili, delle mercerie di ferro fini, i cui prodotti già si esportano largamente dall'Austria. Anche le fabbriche d'armi da fuoco ne avranno benefizio, essendo l'alluminio un metallo pregevolissimo per la confezione di questi articoli, giacchè oltre alle eminenti proprietà fisiche che impartisce al ferro ed all'acciaio mescolandolo ai medesimi, ha pur quella di preservarli dalla ruggine.

Speciali vantaggi se ne attendono per la grande fabbrica d'armi Werndl di Stiria la quale odiernamente produce mille fucili al giorno e sta montandosi per produrne in breve sino a due mila.

Altra Società collo stesso scopo si è formata in Germania con un capitale di dieci milioni di lire diviso in azioni; è intitolata *Alluminium Industrie Aktiengesellschaft* e si propone di applicare il sistema di fabbricazione, oltre che in Francia, Svizzera, Germania, anche in Italia, in Austria ed in Spagna. Vi è interessata in parte l'antica Società tedesca *Metallurgische Gesellschaft* che ha ottenuto buonissimi resultati a Lanfen col detto sistema. Per una nuova fabbrica di alluminio, o a meglio dire, di leghe d'alluminio, si utilizzeranno cinque mila cavalli di forza derivati dalla famosa cascata del Reno.

Circa al processo Héroult sopracitato troviamo nella *Revue Scientifique* i seguenti dettagli sulla sua applicazione nello stabilimento francese di Froges della Société électro-métallurgique:

« Il processo consiste da prima nella fusione, mediante la corrente elettrica, delle leghe metalliche di difficile riduzione e susseguentemente nella separazione, per via d'elettrolisi, dei metalli che le compongono. La corrente è ottenuta con due macchine dinamo, sviluppanti ciascuna 7,000 ampères e 20 volta al massimo; sono eccitate da una dinamo di 350 amp. e 65 volta. La forza motrice è data da due turbine verticali di 300 cavalli ognuna.

« Le operazioni di fusione e di separazione hanno luogo in un grande crogiuolo di carbone agglomerato rivestito di metallo; il crogiuolo oltre che di recipiente agli ossidi e ai metalli serve di conduttore; alla sua base porta un'apertura per la colata delle leghe d'alluminio a tempo debito, cosicchè il lavoro di fabbricazione è sempre continuo. Il polo positivo è formato da un blocco di carbone agglomerato: la corrente è condotta al carbone mediante grossi canapi di rame fissati al medesimo mediante placche e cinture di rame; il metallo fuso che si trova sul fondo del crogiuolo rappresenta il polo negativo. Il crogiuolo è collocato al polo negativo della dinamo mediante canapi di rame.

« Per cominciare l'operazione s'introduce nel crogiuolo una certa quantità di rame granulato; poi si pone il polo positivo a contatto del metallo, lo che stabilisce la corrente la quale opera la fusione del rame. Formatosi così il bagno che rappresenta il polo negativo, s'introduce dell'allumina ($Al^2 O^3$) nel crogiuolo, la corrente, traversandola, la fonde e poi la scompone; l'ossigeno si porta sul carbone positivo formandovi ossido di carbonio che brucia all'aria; l'alluminio si porta al polo negativo ossia al rame e forma con esso del bronzo d'alluminio. Si alimenta l'apparecchio per più volte consecutive ora con rame ora con alluminio alternativamente. Secondo la resistenza del bagno, l'elettrodo positivo deve venire abbassato o sollevato, lo che si fa alla mano o con un meccanismo semplice quando il crogiuolo è colmo, si solleva l'elettrodo, si stura il crogiuolo e si cola la lega.

« Con questo sistema e collo stesso apparecchio si può fabbricare qualsiasi altra lega di alluminio, sostituendo al rame il ferro, lo stagno, ecc. Sostituendo all'allumina la silice ($Si O^2$) si ottengono delle leghe di silicio ». (*Rivista Scientifico-industriale*).

L'avorio vegetale. — Ciò che in commercio è conosciuto col nome di avorio vegetale è il frutto di una pianta della famiglia delle palme, la quale cresce naturalmente nelle regioni montuose dell'alto Perù e della Bolivia. Questo frutto, conosciuto in lingua portoghese col nome di *Javina*, ed in lingua inglese denominato Carozo-nut o Ivory-nut, ha la grossezza di una noce di cocco circa; ma avvolti in una medesima scorza sono due o tre noccioli poco più grandi di una castagna, i quali allo stato di perfetta maturazione e freschi si presentano morbidi al tatto e di grato sapore. Sottoposti alla essiccazione al calore del sole, acquistano una durezza grandissima e senz'altra manipolazione vengono spediti nei centri industriali.

La Bolivia esporta a Panama; e l'alto Perù scendendo il fiume delle Amazzoni per 5 a 6 mila miglia inglesi su canoe o zattere, porta l'avorio vegetale al Parà.

Il paese che fa il commercio all'ingrosso dell'avorio vegetale greggio è quasi esclusivamente l'Inghilterra, di dove la materia prima passa poi in grande quantità in Austria ed in Boemia, ove esistono molte fabbriche di bottoni ed altri articoli di genere minuto che si ricavano dall'Ivory-nut.

Ma da qualche tempo l'esportazione dell'avorio vegetale dalla piazza del Parà è assai diminuita essendone i mercati europei esuberantemente provvisti. Il suo prezzo sul mercato di Liverpool è di 12 lire sterline la tonnellata.

(*L'Italia agricola*).

BIBLIOGRAFIA

Sarrazin ed Oberbeck. — **Manuale per il tracciamento delle curve circolari.** — Versione dal tedesco sulla 4ª edizione dell'ingegnere L. Gradara; op. in-16° di pagine 65 di testo e 191 di tavole numeriche. — Torino, E. Loescher, 1889. Prezzo L. 3,50.

Il problema di geometria pratica per il tracciamento di curve circolari ha acquistato maggiore importanza dopo la costruzione delle strade ferrate, e non solamente è accresciuto di difficoltà per la sua applicazione al tracciamento dei *tunnels*, ma ancora per la disposizione dei binarii tanto delle ferrovie in genere, che delle numerose tramvie urbane.

Al problema semplice per sè del tracciamento s'è venuto aggiungendo quello della determinazione della curva di passaggio dal tratto rettilineo alla curva circolare, che viene per lo più eseguito per mezzo della parabola cubica, stata primieramente proposta in Francia dall'ing. Nördling, delle ferrovie centrali d'Orléans. Su tale argomento, come pure su quelli riguardanti la sopraelevazione e l'allargamento del binario nelle curve, ed il raccordo nei cangiamenti di pendenza, molti antichi manuali non hanno parola, ed alcuni recenti non ci danno ancora tutto quel complesso di regole e dati numerici occorrenti nella pratica.

Nel Manuale che ci sta sott'occhi sono esposti in sette distinti capitoli le norme teoriche, le formole ed i procedimenti, cui tengono dietro nove tabelle.

La *tabella 1ª* somministra tutti gli elementi dell'arco di curva circolare nel raggio di 1 metro, e per angoli al centro da 0° a 120°, procedendo di 2 in 2 minuti primi. Questa tabella, che occupa 120 pagine, somministra con 5 cifre decimali e per ogni arco la lunghezza della tangente, quella della bisettrice, dell'ascissa, che è uguale alla semicorda, e della ordinata, che è uguale alla saetta, non che lo sviluppo dell'arco.

La *tabella 2ª*, stampata in carta rossa, perchè possa essere facilmente ritrovata dall'operatore in campagna, al quale essa deve quasi esclusivamente servire, serve al tracciamento delle curve circolari per mezzo delle ordinate dalla tangente sia che vogliasi procedere per ordinate equidistanti, sia che vogliasi avere sulla curva punti equidistanti tra loro. In essa procedesi di 2 in 2 metri, così per la distanza delle ordinate, come per la lunghezza dell'arco, finchè trattasi di curve di 20, 25, 30, 35, 40 e 45 metri di raggio; di 5 in 5 metri per i raggi di 50, 60, 70... fino a 150 metri; di 10 in 10 metri per i raggi di 150, 160, 170... fino a 300 metri; di 325, 350, 375... fino a 500 metri; di 500, 550, 600... fino a 1000 metri; ed infine di 20 in 20 metri per curve di 1000, 1100, 1200.. fino a 2000 metri, e di 2200, 2500, 3000, 4000 e 5000 metri di raggio.

Fanno seguito le occorrenti tabelle per la determinazione di tutti gli elementi degli archi circolari e loro curve di raccordo per angoli al centro da 0 fino a 120 gradi, dapprima nel caso di ferrovie principali, e poi in quello di ferrovie secondarie; ed è pure contemplato il caso in cui la curva di raccordo abbiasi ad inserirsi in un binario preesistente.

Infine un'ultima tabella è destinata al tracciamento in campagna delle curve circolari per mezzo di coordinate polari, o per meglio dire quando vogliasi fare stazione col teodolite nel punto di tangenza, o successivamente in altro punto dianzi determinato della curva di cui si deve tracciare la continuazione.

G. S.

Sacheri Giovanni, *Direttore*. Tip. e Lit. Camilla e Bertolero, Editori. L. F. Camilla, *Gerente*.

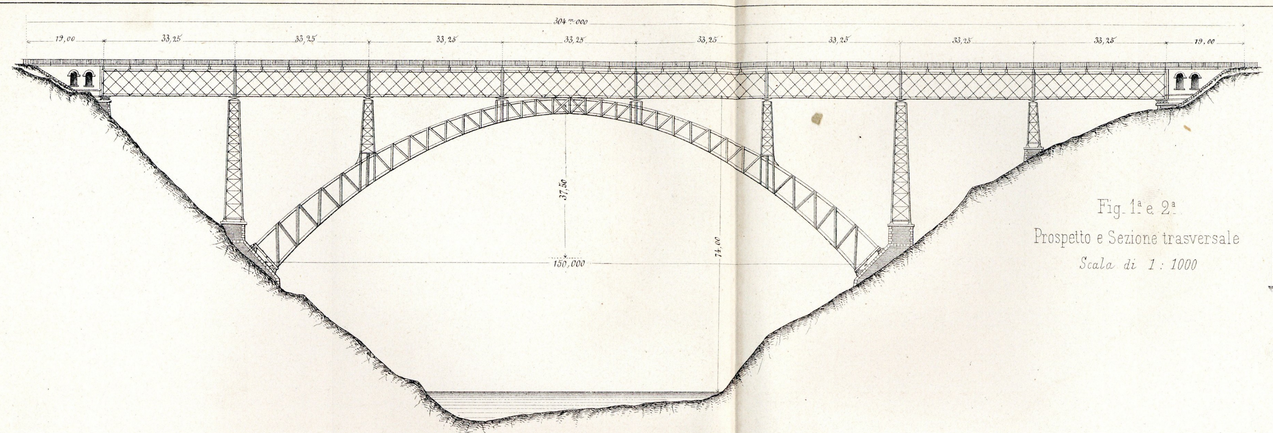
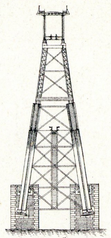


Fig. 1ª e 2ª
Prospetto e Sezione trasversale
Scala di 1 : 1000



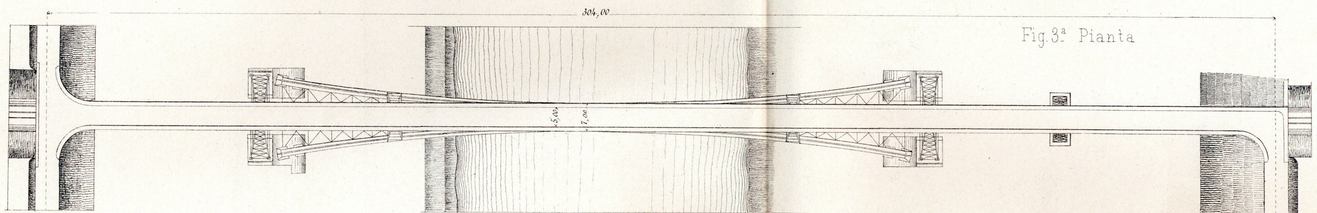


Fig. 3ª Pianta

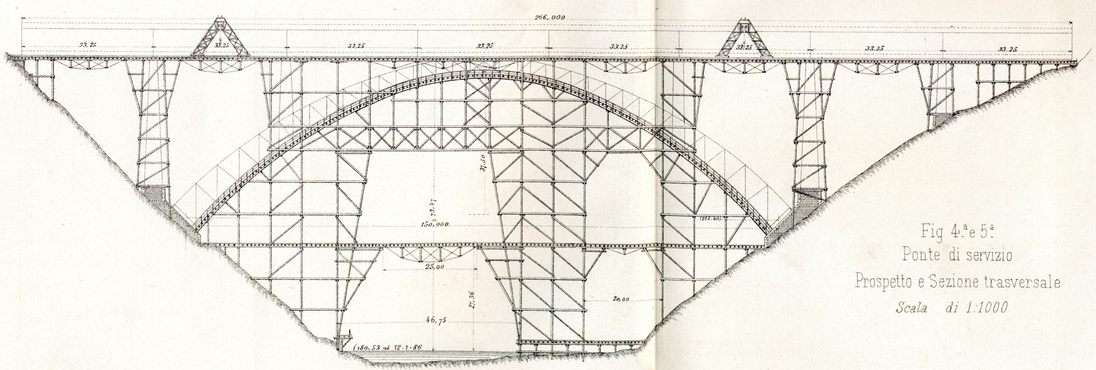
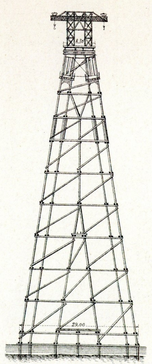


Fig 4ª e 5ª
Ponte di servizio
Prospetto e Sezione trasversale
Scala di 1:1000



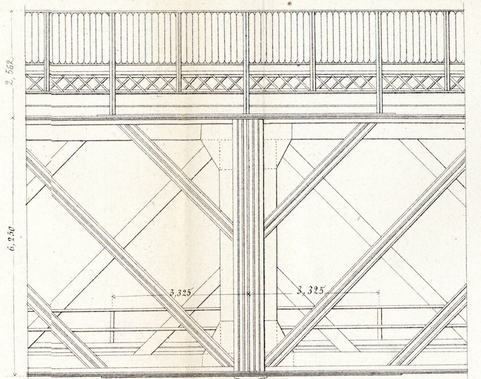


Fig. 6ª
Particolare di prospetto
Scala di 1 : 100

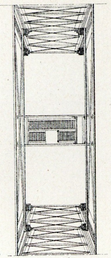


Fig. 9ª
Sezione orizzontale della pila

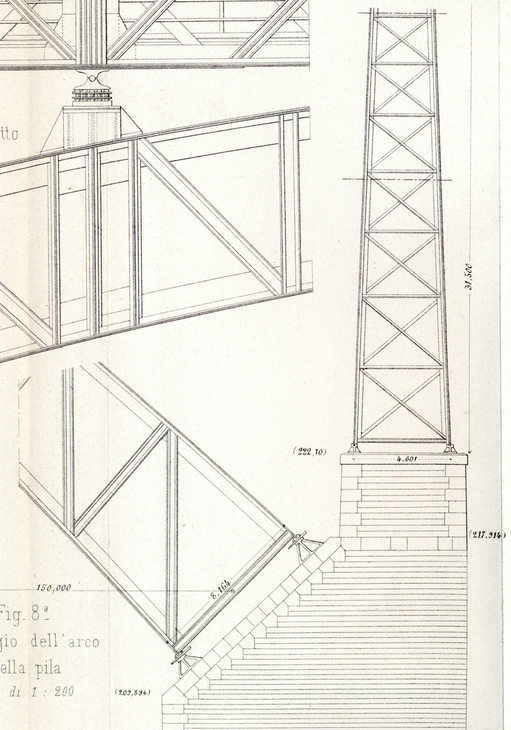


Fig. 8ª
Appoggio dell'arco
e della pila
Scala di 1 : 200

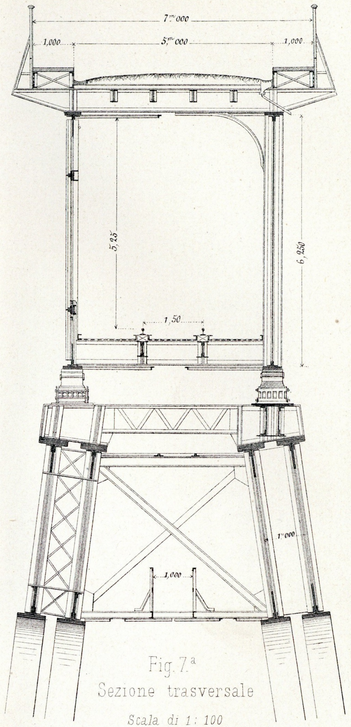
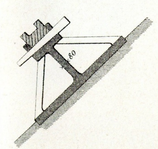
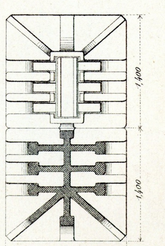


Fig. 7ª
Sezione trasversale
Scala di 1 : 100

Fig. 10ª
Piastra d'appoggio dell'arco
Scala di 1:50





IL VIADOTTO DI PADERNO SULL'ADDA

Tip. Lit. Camilla e Bertolero, Torino.

Quadro delle tensioni nell'arco

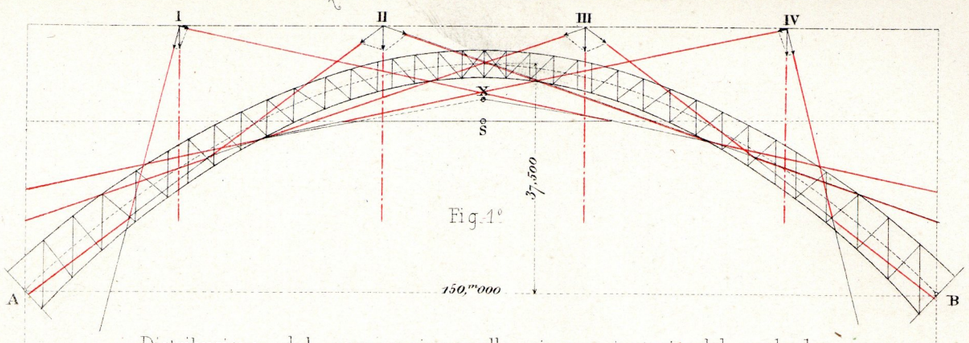


Fig. 1°

Distribuzione del sovracarico nelle cinque ipotesi del calcolo

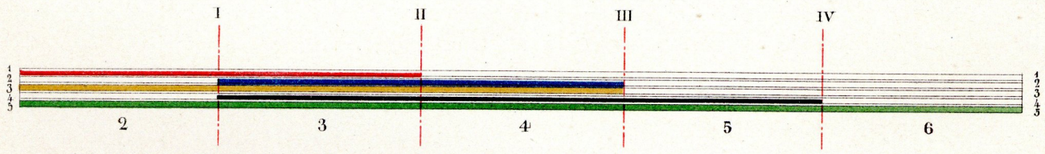
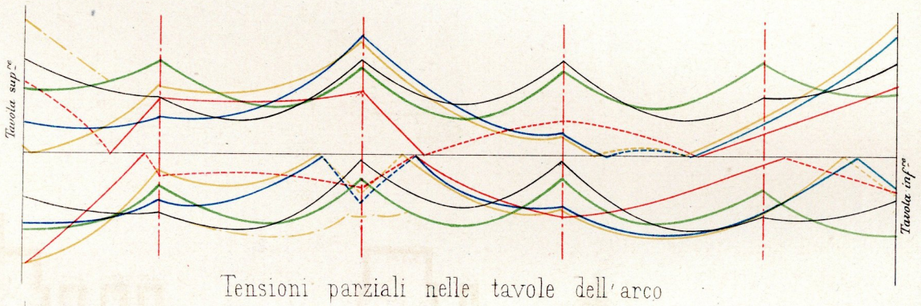


Fig. 2 Tensioni prodotte nelle tavole dell'arco nelle cinque ipotesi del calcolo



Tensioni parziali nelle tavole dell'arco

Scala delle forze per le fig.ri 2 a 7: 1 mm per 50 tonn. = per la fig. 8: 1 mm per 20 tonn.
Scala delle lunghezze 1 a 1000

Fig. 3. Peso proprio dell'arco

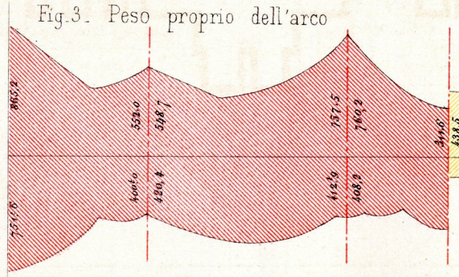


Fig. 4. Peso proprio della travata

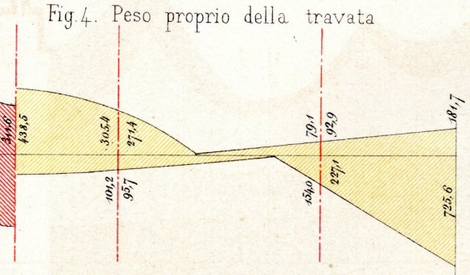


Fig. 5. Sovracarico

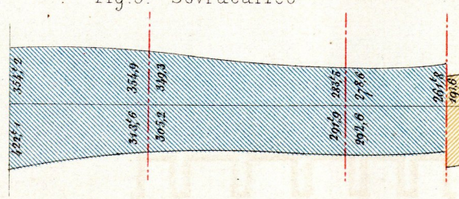


Fig. 6. Temperatura e compressione

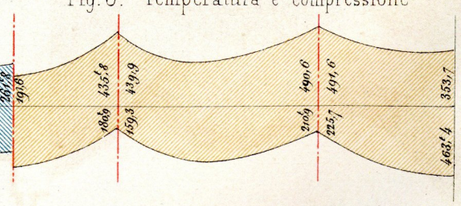


Fig. 7 Vento

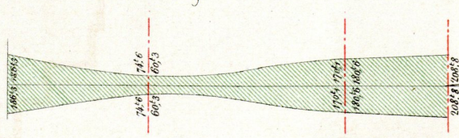
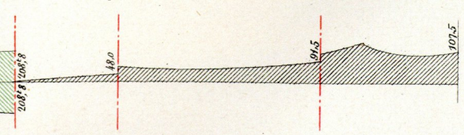


Fig. 8. Tensioni nel controvento



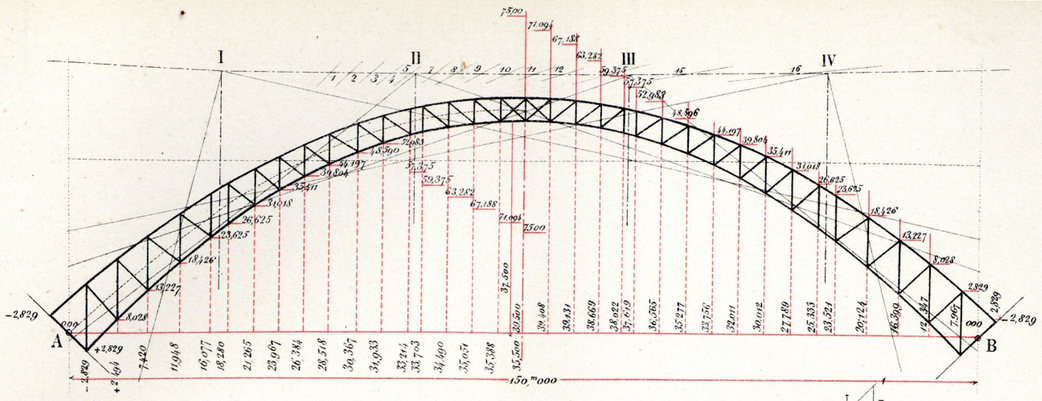


Fig. 9. Determinazione degli sforzi nelle sbarre del traliccio

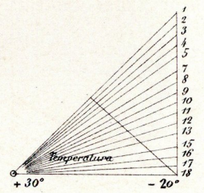


Fig. 10.

Tensioni totali nelle tavole dell'arco

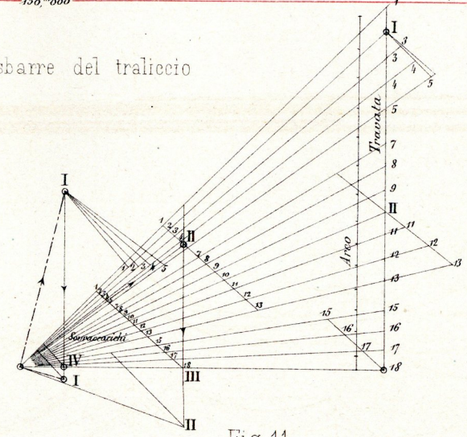
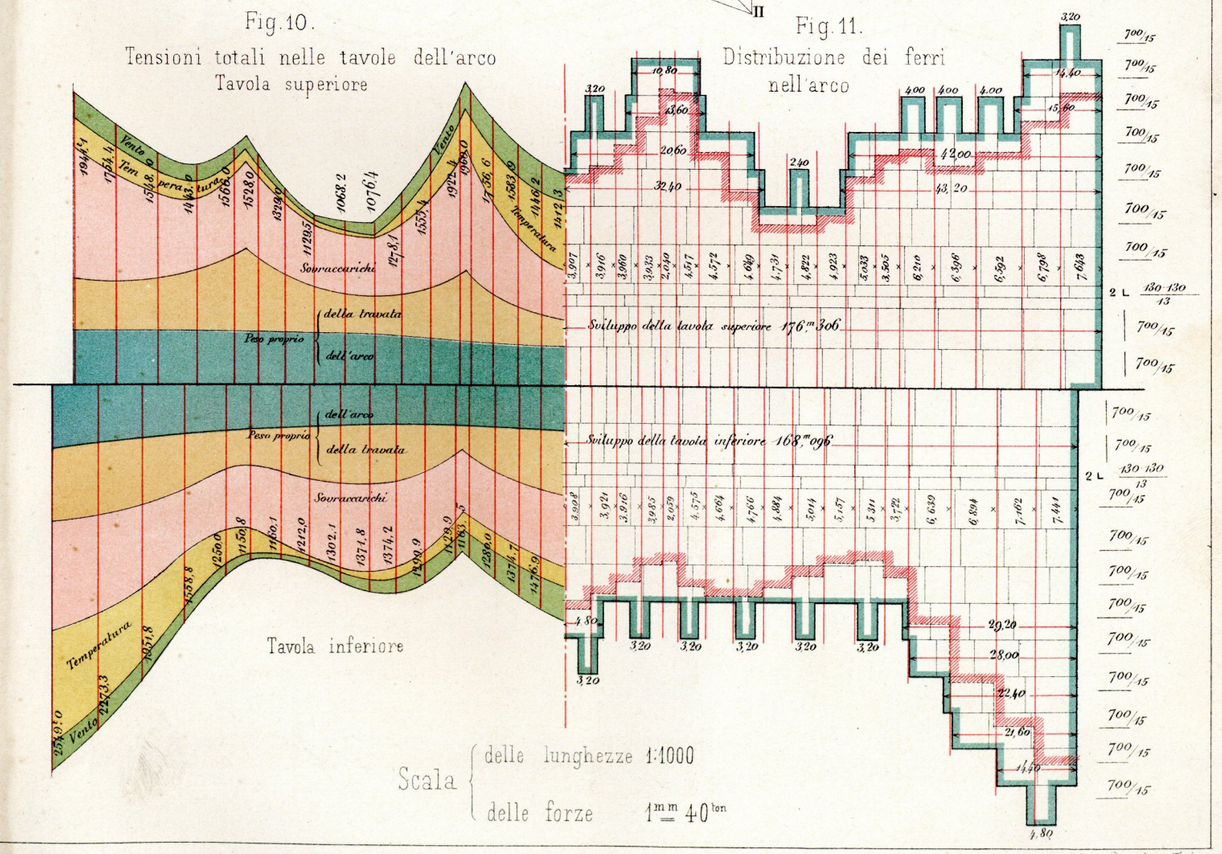


Fig. 11.

Distribuzione dei ferri nell'arco



Tip. e Lit. Camilla e Bertolero - Torino.

IL VIADOTTO DI PADERNO SULL'ADDA