

APPENDICE

ALL'

ARTE DI FABBRICARE

CORSO COMPLETO

DI ISTITUZIONI TEORICO-PRATICHE

per gl' Ingegneri, per gli Architetti, per i Periti in costruzione, per i Periti misuratori,
per gl' Intraprenditori, per i Capomastri, e per quanti si trovano applicati o vogliono applicarsi
all'esecuzione ed alla sorveglianza di costruzioni

CON TAVOLE ILLUSTRATIVE

PER

CURIONI GIOVANNI

Professore di costruzioni civili, stradali ed idrauliche nella Regia Scuola d'applicazione
per gli Ingegneri di Torino

Seconda Edizione

VOLUME V

Atlante delle

MATERIE CONTENUTE

Raccolta
di costruzioni in te

Segni convenzionali - Fabbr
di strade - Muri di sostegni
cavia e Sottovia - Viadotti
consolidamento - Argini -
Tomba a battente - Calate
carenaggio - Scalo per la c

TORINO

Presso AUGUSTO FEDERICO NEGRO, Editore

4, via Alfieri, 4

1885

L'ARTE DI FABBRICARE

OSSIA

CORSO COMPLETO D'ISTITUZIONI TEORICO-PRATICHE

per gl'Ingegneri, per gli Architetti, per i Periti in costruzione, per i Periti misuratori, per gl'Intraprenditori, per i Capomastri, e per quanti si trovano applicati o vogliono applicarsi all'esecuzione ed alla sorveglianza delle costruzioni civili, stradali ed idrauliche

DEL COMM. INGEGNERE

G. CURIONI

Professore di costruzioni civili, stradali ed idrauliche nella Regia Scuola di applicazione per gli Ingegneri di Torino.

L'opera intera consta di 6 volumi in-8 e di 6 atlanti di tavole.

Operazioni topografiche. Un volume con un atlante di 32 tavole incise in rame. Sesta edizione.	L. 15 50
Materiali da costruzione, e analisi dei loro prezzi. Un volume con un atlante di 15 tavole incise in rame. Settima edizione	" 9 50
Lavori generali di architettura civile, stradale ed idraulica, ed analisi dei loro prezzi. Un volume con un atlante di 37 tavole incise in rame. Sesta edizione	" 19 50
Resistenza dei materiali e stabilità delle costruzioni. Un volume con un atlante di 12 tavole incise in rame. Sesta edizione	" 13 "
Geometria pratica applicata all'arte del costruttore. Un volume con un atlante di 17 tavole incise in rame. Sesta edizione	" 11 "
Costruzioni civili, stradali ed idrauliche. Un volume con un atlante di 38 tavole incise in rame. Sesta edizione	" 22 25
Per coloro che faranno acquisto dei predetti sei volumi pagandoli in una volta, il prezzo è fissato a sole Lire 72 50.	L. 90 75

APPENDICE ALL'ARTE DI FABBRICARE

DELLO STESSO AUTORE

Volume 1^o, con un atlante di 22 tavole incise in rame. Quarta edizione.	L. 16 80
La resistenza dei materiali esposta nei suoi più generali rapporti coi lavori della moderna ingegneria — Studio del progetto di un tronco di strada ferrata per quanto spetta al suo andamento ed ai movimenti di terra — Metodo pratico per determinare le principali dimensioni delle arcate dei ponti in muratura — Volume dello spicchio cilindrico e volumi compresi fra le superficie d'intradosso ed i piani d'imposta delle volte a padiglione, delle volte a botte con teste di padiglione e delle volte a schifo.	
Volume 2^o, con un atlante di 23 tavole incise in rame. Terza edizione	" 20 10
Deformazioni dei corpi elastici studiate nei loro più generali rapporti coi lavori della moderna ingegneria — Studio completo del progetto di un ponte con archi metallici.	
Volume 3^o, con un atlante di 31 tavole incise in rame. Seconda edizione	" 23 10
Rottura, lavori di riparazione della Galleria dei Giovi, e conseguenze per la determinazione delle grossezze dei rivestimenti nelle gallerie in terreni mobili — Costruzione delle gallerie in terreni mobili — Costruzione delle grandi gallerie a foro cieco — Perforatrici a percussione — Maneggi pel servizio dei pozzi nella costruzione delle gallerie.	
Volume 4^o, con un atlante di 40 tavole in-folio e di altre 11 delle solite dimensioni. Seconda edizione	" 67 40
Contiene una Raccolta di progetti di costruzioni in terra ed in muratura, cioè: Fabbricato per abitazione — Sezioni di strade — Muri di sostegno — Cavalcaria e Sottovia — Viadotti — Ponti — Gallerie — Argini — Derivazioni di acque — Calate e Moli, ecc.	

Coloro che acquisteranno e pagheranno tutti insieme i quattro volumi L. 127 40 dell'Appendice suddetta, li avranno per sole Lire 115.

Volume 5^o (A stamparsi). Conterrà una Raccolta di progetti di costruzioni in ferro ed in legno.	
Volume 6^o (In corso di stampa). Risultati di esperienze sulle resistenze dei materiali da costruzione e sulle loro deformazioni. È pubblicata la prima dispensa che contiene cinque fogli e quattro tavole doppie, costa	L. 4 "

✓ Vennero stampate in formato più economico le due seguenti opere del Professor Curioni per uso delle scuole universitarie per gli Ingegneri, delle scuole per i Periti in costruzione, per i Periti agronomi, e per i Periti misuratori, delle Accademie militari, degli Ufficiali dell'esercito e degli Impiegati al Genio civile e al Catasto.

Corso di topografia. Un volume con 32 tavole. Sesta edizione	L. 6 "
Corso di geometria pratica. Un volume con 17 tavole. Sesta edizione	" 6 "

APPENDICE

ALL'

ARTE DI FABBRICARE

CORSO COMPLETO DI ISTITUZIONI TEORICO-PRATICHE

PER GL'INGEGNERI, PER GLI ARCHITETTI, PER I PERITI IN COSTRUZIONE
E PER I PERITI MISURATORI

VOLUME QUINTO
TESTO



RACCOLTA

DI

PROGETTI DI COSTRUZIONI

IN LEGNO ED IN METALLO

PER

GORRIERI DOMENICO

Ingegnere, Insegnante di statica grafica ed Assistente alla cattedra di ponti e costruzioni
idrauliche nella Regia Scuola d'applicazione per gli Ingegneri di Bologna.



TORINO

Presso AUGUSTO FEDERICO NEGRO, Editore
nella Galleria Nazionale

Proprietà letteraria ed artistica, con riserva della traduzione.

Invitato dal chiarissimo Ingegnere Cav. SILVIO CANEVAZZI, Professore nella Regia Scuola d'applicazione per gli Ingegneri di Bologna, ad assumere la compilazione del V volume dell'*Appendice all'Arte di fabbricare* del Prof. Comm. GIOVANNI CURIONI, accettava tale incarico, per me molto lusinghiero, perchè dallo stesso Prof. CANEVAZZI ebbi assicurazione che nella compilazione di questo lavoro avrei potuto confidare sui suoi autorevoli consigli e sulla valida sua assistenza.

Dalla pubblicazione del volume IV della predetta *Appendice all'Arte di fabbricare* sono trascorsi parecchi anni, ed in questo periodo di tempo la scienza delle costruzioni ha già progredito moltissimo e nuovi metodi sono entrati nel campo delle pratiche applicazioni della teoria della resistenza dei materiali; ed a quella parte dell'opera del Prof. CURIONI che tratta di tale teoria, cioè al volume intitolato *Resistenza dei materiali*, da qualche tempo esaurito, veniva a sostituirsi un nuovo e pregievolissimo lavoro del Prof. CANEVAZZI, la *Meccanica applicata alle costruzioni* (*). Del V volume dell'*Appendice all'Arte di fabbricare*, il Prof. CURIONI aveva lasciati alcuni cenni dai quali si è potuto dedurre quale sarebbe

(*) CANEVAZZI S., *Meccanica applicata alle costruzioni*. - Parte I, *Teoria generale della resistenza dei materiali*. - Parte II, *Statica delle costruzioni* (Editore, A. F. NEGRO, Torino).

stato l'ordine che l'illustre Ingegnere avrebbe seguito nel compilarlo, e quali i problemi più importanti che vi avrebbe trattato. Ed io, seguendo queste traccie, credo fare cosa utile e soddisfare anche il desiderio dei giovani che potessero per avventura trovare in questo lavoro qualche aiuto nell'avviamento allo studio di progetti per costruzioni in legno ed in metallo, attenendomi nella risoluzione dei problemi ai metodi più recenti della teoria della resistenza dei materiali e richiamando, ove sia del caso, le formole fondamentali dalle quali essi dipendono.

Il programma da seguirsi in questo volume è sintetizzato nel titolo che il Prof. CURIONI voleva dare al volume stesso, *Raccolta di progetti di costruzioni in legno ed in metallo*; ed io tenterò nello sviluppo di questo programma, nel quale, come dissi, seguo la traccia lasciata dall'illustre scienziato, di raggiungere, per quanto mi sarà possibile, lo scopo da lui propostosi nelle altre Appendici all'*Arte di fabbricare*, quello cioè di « avviare gli allievi ed i giovani Ingegneri allo studio di composizione », facilitando loro con opportuni esempi lo studio dei progetti che più comunemente si presentano da sviluppare nella pratica dell'arte dell'Ingegnere. I progetti di *costruzioni in legno ed in metallo* che verranno trattati in questo volume saranno studiati in ispecial modo riguardo alle condizioni di stabilità o di resistenza delle varie parti componenti le costruzioni stesse, nonchè nei loro particolari di costruzione; e tali progetti rifletteranno più specialmente solai per case d'abitazione civile e per stabilimenti industriali, tettoie, ponticelli, ponti e viadotti per strade ordinarie e ferroviarie, e qualche studio di costruzioni idrauliche e particolarmente delle parti di queste costruzioni che vengono eseguite in legno e in metallo. Di ogni progetto verrà dato il preventivo di spesa, collegando i calcoli estimativi, per quanto sarà possibile, alle analisi già date dal Prof. CURIONI, ed attenendosi pei prezzi elementari a quelli che trovansi pubblicati nei *capitolati d'oneri* e nelle *tariffe dei prezzi* di diverse città d'Italia. Ho riconosciuto nella pratica fatta nell'insegnamento, quanto questi esempi di preventivi di spesa dei lavori che vengono progettati siano utili agli allievi e giovani Ingegneri, che, capaci di studiare accuratamente progetti anche difficoltosi, si trovano qualche volta poi imbarazzati a pronunciarsi sull'importo dell'opera progettata. I prezzi elementari tenuti nella determinazione dei prezzi unitari dei singoli

lavori, furono, come si è detto, presi da elenchi che trovansi già pubblicati, elenchi qualche volta di data non recentissima e dei quali i prezzi unitari, specialmente per la provvista di alcuni materiali, hanno oggi stesso subite sensibili modificazioni. Lo scopo però di questi esempi estimativi è più che altro quello di indicare il metodo da seguirsi nel compilarli; e devono quindi i giovani, nello studio del costo dei lavori progettati, uniformare i prezzi elementari e le mercedi giornaliera nelle singole analisi a quelle realmente in uso nel luogo e nel tempo in cui i lavori devono venire eseguiti, e non accettare in ogni caso che loro si presenti, i prezzi unitari risultati dalle analisi pubblicate in questa Appendice.

Lontano dall'idea che questo modesto mio lavoro possa rispondere completamente al grandissimo sviluppo oggi dato ovunque in special modo alle costruzioni metalliche, e di avere con esso colmata la vasta lacuna lasciata nell'opera dell'illustre Prof. CURIONI, rapito troppo immaturamente alla scienza, mi stimerò abbastanza remunerato delle mie fatiche se questo libro non verrà disapprovato da chi è preposto all'insegnamento dell'Arte del costruire, e potrà rendere qualche utile servizio ai giovani principianti, ai quali in special modo esso è dedicato.

D. GORRIERI

RACCOLTA
DI
PROGETTI DI COSTRUZIONI
IN LEGNO ED IN METALLO

CAPITOLO I.

Studi di solai.

1. **Generalità.** — Date di un edificio le dimensioni tanto orizzontali che verticali dei vari ambienti di cui risultano composti i singoli suoi piani, deve l'ingegnere studiare la forma e le dimensioni delle varie parti costituenti i *solai* interposti fra piano e piano in modo che siano verificate le seguenti condizioni:

a) Buone condizioni di stabilità di tutte le membrature che formano il solaio;

b) Perdita minore possibile di spazio nel senso verticale, curando nello stesso tempo di rendere minima la sonorità del solaio;

c) Possibilità di decorare inferiormente od applicare un soffitto più o meno ricco a seconda della natura e della destinazione degli ambienti dal solaio coperti;

d) Minima spesa di costruzione avuto riguardo alle condizioni locali in cui viene a sorgere il fabbricato, alla sua natura, alla manutenzione di esso, alle possibili alterazioni nell'intima costituzione dei materiali e quindi alla durata della resistenza per essi calcolata;

e) Scelta conveniente del materiale in modo da rendere la costruzione il più possibilmente leggiera, e giusto impiego di esso nelle migliori condizioni di resistenza.

È chiaro, che mentre la prima e l'ultima di queste condizioni devono essere verificate qualunque sia la natura e la destinazione di un edificio, le altre invece dipendono essenzialmente e dalle condizioni particolari locali in cui si costruisce, e dall'uso cui l'edificio è destinato. Così, mentre della seconda condizione l'Ingegnere non avrà a tenere gran calcolo costruendo ove non gli è fatto alcun vincolo sull'altezza da assegnarsi al fabbricato, deve invece di essa seriamente occuparsi quando costruisce nell'interno delle città, dove, da una parte i regolamenti edilizi e le leggi sanitarie gl'impongono tassativamente le dimensioni esterne del fabbricato, l'altezza e la cubicità minima dei vari ambienti, le buone condizioni igieniche di essi, e dall'altra parte spesso il proprietario costruttore vuole nel suo fabbricato ricavare il massimo numero d'ambienti possibile, proporzionale questo alla rendita che dal fabbricato stesso può ritrarsi. Così pure nella costruzione di solai per opifici industriali non sarà in generale necessario occuparsi della possibilità di applicare soffitti, o decorare inferiormente; nelle costruzioni che abbiano un carattere di assoluta provvisorietà, si potrà spesso sacrificare all'economia l'uso di un materiale che possa col tempo andare soggetto ad alterazioni, ecc.

Non essendo nostro compito entrare a discutere particolarmente sui criteri tecnico-economici a cui devesi in ogni caso uniformare l'Ingegnere nella scelta della qualità e della forma del materiale da applicarsi nella costruzione di solai destinati ad un dato edificio, criteri, ripetiamo, che dipendono in generale da condizioni speciali locali, dai prezzi variabilissimi del materiale da luogo a luogo, da considerazioni di opportunità, daremo semplicemente in questo capitolo alcuni esempi di studi di solai in legno ed in ferro, accennando ai prezzi unitari di queste costruzioni, dai quali prezzi possansi dedurre confronti economici fra i vari tipi di solai da noi studiati.

Solai in legno.

a) Piccoli solai a semplici travicelli.

2. — Questo tipo di solaio conviene in generale quando la dimensione minima dell'ambiente da coprire non ecceda metri 4,50 essendo oltre questo limite da suggerirsi piuttosto il solaio a travi maestre, a meno che, volendo avere inferiormente un soffitto tutto piano, non si cerchi contemporaneamente la minima perdita di spazio nel senso verticale.

TEMA 1° — *Rappresentando la figura 1 (Tav. I), la planimetria di un ambiente ad un dato piano fuori terra in una casa d'abitazione civile, studiare il solaio in legno che vi dovrà essere costruito.*

Supponiamo che inferiormente al solaio debbasi applicare un soffitto tutto piano e si vogliano quindi usare nell'impalcatura solo travicelli, i quali, naturalmente, verranno disposti secondo la larghezza dell'ambiente, non essendo ciò impedito in questo caso particolare dalle dimensioni dei muri d'imposta (non minori di due teste) e dal timore che abbiano a portare pregiudizio alle buone condizioni dei muri stessi gli incastri in essi praticati delle teste dei travicelli. Non è però da seguirsi in questo caso per la formazione dell'orditura del solaio il sistema spesso in uso nella Romagna, nell'Emilia e nella Toscana, di porre cioè i travicelli a distanza fra asse ed asse inferiore a 0,40 disponendo poi sopra di essi uno strato di tavelle, inquantochè verrebbero praticati troppi incastri, e nel muro *N* resterebbe troppo slegata la parte superiore dall'inferiore, risultando la distanza fra vivo e vivo dei travicelli inferiore alla lunghezza di un mattone (metri 0,30). Sopra i travicelli invece si disporrà un tavolato d'abete dello spessore di metri 0,03 e sopra questo o uno strato di argilla dello spessore di metri 0,04 a 0,08 od uno strato di calcestruzzo formato con impasto di malta di calce assai magra e ghiaia o rottami di laterizi: su questo strato, e previa applicazione d'un altro strato di malta di calce, viene posato l'impiantito.

3. Distanza massima fra i travicelli. — Considerando le tavole d'abete poggiate sui travicelli come solidi prismatici appoggiati agli estremi, per un metro di larghezza di tavolato (misurato secondo la direzione dei travicelli) si avrà un carico uniformemente distribuito rappresentato dal peso gravitante su un metro quadrato di tavolato, compreso il peso del tavolato stesso; questo peso sarà così formato:

<i>Carico permanente</i> — Pavimento in pietrini di cemento, suppone il peso specifico di 2000 chilogrammi per metro cubo e lo spessore metri 0,025	Kg. 50,00
Letto di posa del pavimento, supposto il suo spessore di metri 0,06 ed il peso per metro cubo di chilogrammi 1600; Kg. $1600 \times 1,00 \times 1,00 \times 0,06$	» 96,00
Tavolato, assumendone il peso per metro cubo di chilogrammi 600; Kg. $600 \times 1,00 \times 1,00 \times 0,03$	» 18,00
	Totale peso permanente Kg. 164,00

Riporto Kg. 164,00

<i>Carico accidentale</i> — Stante la destinazione degli ambienti ad abitazione civile si può assumere il carico accidentale per metro quadrato di »	200,00
Carico totale per metro quadrato Kg.	364,00

Se si indica quindi con x la distanza fra asse ed asse dei travicelli, le tavole d'abete saranno soggette ad un momento inflettente massimo rappresentato da

$$M_{\max} = \frac{1}{8} 364 x^2.$$

La sezione resistente essendo un rettangolo di cui il lato orizzontale a è lungo metri 1,00, ed il verticale b metri 0,03, se si assume per limite dei carichi permanenti $R = \text{Kg. } 450000$ per metro quadrato o chilogrammi 0,45 per millimetro quadrato, l'equazione di stabilità, sarà

$$M_{\max} = \frac{1}{8} 364 x^2 = R \frac{I}{v} = R \times \frac{1}{6} ab^2 = \frac{1}{6} 450000 \times 1,00 \times \overline{0,03^2}$$

oppure, esprimendo i momenti in millimetri-chilogrammi,

$$M_{\max} = \frac{1}{8} 0,364 x^2 = \frac{1}{6} \times 0,45 \times 1000 \times \overline{30^2}.$$

Risolvendo rispetto ad x si ha

$$x = \text{m. } 1,218.$$

Tale distanza però fra vivo e vivo dei travicelli, oltre a rendere troppo elevato lo sforzo a cui verrebbero assoggettati i travicelli stessi (ciò che condurrebbe a dovere assumere per essi dimensioni trasversali molto grandi) e la freccia d'inflessione del tavolato troppo sensibile, darebbe al pavimento una eccessiva elasticità, dannosissima per la buona conservazione del pavimento stesso. Ed inoltre è da ricordare, che, anche piccoli difetti di struttura o di taglio del legno, possono alterare moltissimo le buone condizioni di resistenza di una tavola e rendere spesso per essa inapplicabili i coefficienti di sicurezza dati dalla pratica. Considerando quindi la distanza trovata fra i travicelli come una distanza limite alla quale per questo

particolare tipo di solaio non conviene mai arrivare, assumeremo invece la distanza fra asse ed asse dei travicelli di metri 0,75.

4. **Calcolo dei travicelli ordinari.** — Questi travicelli oltre il carico trovato del tavolato, del pavimento col relativo letto, ed il carico accidentale, dovranno sopportare il *peso proprio* ed il peso del soffitto.

Supponendo il soffitto formato di cannucciato attaccato mediante chiodi e filo di rame ad una armatura di listelli d'abete di sezione metri $0,04 \times 0,04$ disposti ortogonalmente ai travicelli, fissi mediante chiodi alle faccie inferiori di questi ed alla distanza di metri 0,25 da asse ad asse; e lo spessore totale del rinzafo, dell'arricciatura e dell'intonaco di metri 0,015, *il peso per metro quadrato di soffitto* sarà così espresso:

Rinzafo, arricciatura ed intonaco (per metro cubo 1400 Kg.)

$$\text{Kg. } 1400 \times 1,00 \times 1,00 \times 0,015 \quad \text{Kg. } 21,000$$

Listelli d'abete (n° 4 per metro lineare) Kg. $600 \times 4 \times$

$$\times 0,04 \times 0,04. \quad \text{» } 3,840$$

Cannuccio, chiodi e filo di rame (Kg. $1,00 + 0,120 + 0,180$) » 1,300

Peso per metro quadrato di soffitto Kg. 26,140

ed in cifra intera chilogrammi 26.

Peso proprio del travicello. — Essendone la lunghezza di metri 4,30, il peso per metro lineare, determinato per falsa posizione e supponendone la dimensione media trasversale $\frac{1}{24}$ della lunghezza, sarà

$$\text{Kg. } 600 \times \left(\frac{4,3}{24}\right)^2 = \text{Kg. } 19,2\dots$$

che in cifra tonda assumeremo eguale a chilogrammi 20.

Il carico totale gravitante in un metro lineare di travicello, sarà quindi rappresentato da

$$\text{Kg. } (364,00 + 26,00) 0,75 + 20 = \text{Kg. } 312,50$$

Il momento inflettente massimo dovuto a questo peso uniformemente distribuito, si determina nella pratica considerando i travicelli appoggiati agli estremi e la distanza fra gli appoggi eguale alla luce libera, ossia sarà espresso in chilogrammetri da

$$M_{\max} = \frac{1}{8} 312,50 \times 4,00^2 = \text{Kgm. } 625,00.$$

Se con b e a s'indicano le dimensioni verticale ed orizzontale della sezione retta del travicello, poichè il rettangolo di massima resistenza alla flessione che può inscrivere nel circolo rappresentante la sezione del tronco d'albero da cui il travicello si ricava è quello per cui è verificato fra i lati a e b il rapporto 0,71, ossia per cui è $a=0,71 b$, l'equazione di stabilità alla flessione diverrà, sostituendo per M_{\max} il valore trovato, e tenendo il coefficiente di sicurezza eguale a chilogrammi 450000 per metro quadrato

$$\text{Kgm. } 625 = \frac{1}{6} \times 450000 \times 0,71 b^3$$

oppure, esprimendo i momenti in millimetrichilogrammi

$$\text{Kgmm. } 625000 = \frac{1}{6} 0,45 \times 0,71 b^3$$

da cui

$$b = \text{mm. } 227,268$$

ed in cifra intera $b = \text{m. } 0,23$

$$a = 0,71 b = 0,1633$$

si assume $a = 0,165$.

Reazione all'appoggio. — Essendo di chilogrammi 312,50 il carico totale per metro lineare di travicello, la reazione all'appoggio sarà espressa da

$$\text{Kg. } 312,50 \times \frac{4}{2} = \text{Kg. } 625.$$

Appoggio dei travicelli ordinari. — Nel muro N (Fig. 1, Tav. I), che seguita superiormente al piano del solaio collo stesso spessore che ha inferiormente, i travicelli vengono incastrati direttamente, curando solo di spalmarne le teste di catrame o di avvolgerle in una incamicciata di terra grassa. Supponendo che la pressione portata dalla testa del travicello sull'appoggio si trasmetta uniformemente su tutta la superficie d'appoggio, ed indicando con x la quantità di cui il travicello è incastrato nel muro, ossia con ax l'area compressa all'appoggio, dovrà essere verificata l'equazione di stabilità

$$\text{Kg. } 0,06 = \frac{625}{165 \times x}$$

dove il valore di 0,06 rappresenta in chilogrammi e per millimetro quadrato il carico di sicurezza della muratura in mattoni soggetta a compressione. Risolvendo quest'ultima espressione, si ha

$$x = \text{mm. } 63,14$$

ma la pratica insegna di non raggiungere mai questo limite minimo il quale, come si disse, viene determinato in base all'ipotesi della uniforme distribuzione della pressione sulla superficie d'appoggio; si terrà invece questa lunghezza dell'appoggio di metri 0,15 (*) ottenendo in tal modo la pressione sopra un millimetro quadrato di superficie d'appoggio di

$$\frac{\text{Kg. } 625}{165 \times 150} = \text{Kg. } 0,02525\dots$$

ossia circa due volte e mezzo minore del carico di sicurezza.

Quando nel passare da un piano al piano superiore viene diminuito lo spessore del muro come in generale avviene nelle costruzioni civili, si usa ordinariamente poggiare le teste dei travicelli sulla risega che in tal modo viene ad ottenersi, e si rendono meglio solidali fra loro i travicelli stessi e più accurato l'appoggio, disponendo sulla risega un travicello od una *filarola*, le cui dimensioni trasversali possono tenersi inferiori a quelle dei travicelli, non essendo la filarola soggetta che a compressione; e nella filarola o s'inchiodano o meglio s'incastano a mezzo legno le teste dei travicelli, evitando in quest'ultimo modo che nell'ambiente inferiore al solaio resti visibile sotto il soffitto l'appoggio della filarola sulla risega (**). L'unione a coda di rondine può anche suggerirsi quando però non abbia a venire troppo indebolita la sezione resistente sull'appoggio al massimo sforzo di taglio. Quando alla filarola si diano le stesse

(*) Il CURIONI ed il MAZZOCCHI stabiliscono il limite minimo della lunghezza dell'appoggio dei travicelli in metri 0,13; il SACCHI dice variabile questo tratto d'appoggio pei travicelli da metri 0,10 a metri 0,15.

(**) L'EMY dà esempi di solai in legno, in cui l'incastro del travicello nel muro che seguita sopra il piano del solaio colle stesse dimensioni che ha inferiormente, è eseguito mediante una filarola immurata in modo da avere la faccia esterna nello stesso piano della parete. Tale sistema d'appoggio torna a nostro avviso dannoso alle buone condizioni di stabilità del muro, ed è da proscriversi addirittura per muri di piccolo spessore.

dimensioni trasversali dei travicelli, è conveniente nell'unione a mezzo legno intagliare maggiormente la filarola che la testa del travicello. Nelle figure 5 *a* e *b* (*Tav. I*) è rappresentato, visto di fianco e di fronte, l'appoggio del travicello sul muro *M*. L'unione del travicello alla filarola è fatta a mezzo legno con linguetta e scanellatura. Colle dimensioni segnate nel dettaglio rappresentato dalla figura 5, la sezione resistente allo sforzo tagliante all'appoggio ha un'area di $\text{mm. } 165 \times 120 = \text{mmq. } 19800$ cosicchè risulterà lo sforzo tagliante per millimetro quadrato di

$$\text{Kg. } \frac{625}{19800} = \text{Kg. } 0,0315,$$

valore assai inferiore al limite di sicurezza che per lo sforzo tagliante può considerarsi eguale ai $\frac{4}{5}$ del coefficiente di resistenza alla flessione ossia di

$$\text{Kg. } 0,45 \times \frac{4}{5} = \text{Kg. } 0,36 \text{ per mmq.}$$

5. **Travicello zoppo.** — Il travicello zoppo *z* (*Fig. 1, Tav. I*) va calcolato come i travicelli ordinari, cioè soggetto ad un carico uniformemente ripartito di chilogrammi 312,50 e per una lunghezza $PM = \text{m. } 3,185$, distanza fra il vivo dell'appoggio sul muro e il vivo dell'appoggio sulla traversa. Essendo però conveniente tenere la sua altezza eguale a quella degli altri travicelli, si suole, specialmente quando la sua lunghezza non differisca molto da quella dei travicelli, tenerne le dimensioni trasversali eguali a quelle dei travicelli stessi. L'appoggio del travicello zoppo sulla traversa si può ottenere o per mezzo di una staffa in ferro o ghisa, od anche con unione a coda di rondine, come è rappresentato in proiezione orizzontale dalla figura 9 (*a*) ed in prospettiva isometrica dalla figura 9 (*b*), (*Tav. I*). In quest'ultimo caso, essendo conveniente non intagliare troppo la traversa nel suo mezzo, si può eseguire l'unione a coda di rondine rinforzata intagliando la traversa di circa $\frac{1}{3}$ della sua altezza; in tal modo la sezione del travicello zoppo resistente al massimo sforzo di taglio sarà rappresentata da un rettangolo di lato orizzontale $a'b' = \text{mm. } 165$ e di lato verticale $a''b'' = \text{mm. } 150$, cosicchè lo sforzo di

taglio massimo per millimetro quadrato di sezione sarà rappresentato all'appoggio del travicello zoppo sulla traversa da

$$\frac{\text{Kg. } 312,50 \times 3,185}{2 \times 165 \times 150} = \text{Kg. } 0,0201 \dots$$

6. Calcolo della traversa (cavallo). — La figura 8 (*Tav. I*) rappresenta, in sezione secondo un piano verticale passante per l'asse del travicello zoppo, il particolare di sostegno del pavimento in corrispondenza dello spazio in cui capita il piano del focolare ed in cui devesi preservare il legname dall'azione del fuoco. La traversa fu tenuta delle dimensioni trasversali dei travicelli ordinari onde potere in essa praticare con sicurezza l'intaglio per l'unione del travicello zoppo ed unirla ad intaglio a dente ai travicelli di fasciatura, attacco in questo caso più opportuno che l'unione a staffe in ferro, per rendere più resistente la traversa alla rotazione che potrebbe essere causata dall'azione del voltino *VV'* su essa impostato. Se si considera questo voltino come sollecitato da un peso uniformemente distribuito secondo la corda (ciò che può con molta approssimazione ammettersi stante la poca monta dell'arco) e rappresentato dal peso proprio del voltino, di chilogrammi 30,00 per ogni metro di lunghezza dell'imposta (*), dal peso del riempimento che si può considerare di spessore uniforme ed eguale a

$$\frac{\text{m. } 0,15 + 0,21}{2} = \text{m. } 0,18$$

quindi di

$$\text{Kg. } 1600 \times 0,65 \times 0,18 \times 1,00 = \text{Kg. } 187,20$$

dal peso del pavimento di

$$\text{Kg. } 50 \times 0,65 \times 1,00 = \text{Kg. } 32,50$$

e dal carico accidentale di

$$\text{Kg. } 200 \times 0,65 \times 1,00 = \text{Kg. } 130,00$$

(*) I mattoni del tipo usato in questo caso hanno le dimensioni metri $0,240 \times 0,125 \times 1,060$ ed il peso di chilogrammi 1,500 ognuno; per ogni metro lineare di voltino ne capitano quindi venti.

ossia da un carico complessivo per un metro di lunghezza di voltino di

$$\text{Kg. } 30,00 + 187,20 + 32,50 + 130,00 = \text{Kg. } 379,70,$$

e perciò da un carico uniformemente distribuito per metro lineare di corda di

$$\frac{\text{Kg. } 379,70}{0,65} = \text{Kg. } 584,15$$

od in cifra intera chilogrammi 584, la reazione verticale all'appoggio per metro lineare di traversa sarà di

$$\frac{\text{Kg. } 379,70}{2} = \text{Kg. } 189,850$$

e la spinta orizzontale, calcolata per la sua *parte principale* (*) sarà

$$Q = \frac{584 \times 0,325^2}{2 \times 0,05} = \text{Kg. } 778,034.$$

La spinta totale esercitata contro tutta la traversa lunga metri 1,30 risulterà di

$$\text{Kg. } 778,034 \times 1,30 = \text{Kg. } 1011,444.$$

A questa spinta si possono fare resistere i due travicelli di fasciatura ed il travicello zoppo, considerandola ripartita per $\frac{1}{4}$ sopra ogni travicello di fasciatura e per $\frac{1}{2}$ sopra il travicello zoppo; e, stabilito il limite dei carichi permanenti $R=0,45$ per millimetro quadrato, risolvere l'equazione di stabilità (**)

$$R = \frac{Q}{\Omega} + M \cdot \frac{v}{I}$$

dove, chiamando con a e b le dimensioni trasversali del travicello di

(*) CURIONI, *Resistenza dei materiali*, pag. 425.

(**) CANEVAZZI, *Meccanica applicata alle costruzioni*, Parte I, pag. 246.

fasciatura o del travicello zoppo,

$$v = \frac{1}{2}b \quad I = \frac{1}{12}ab^3 \quad \Omega = ab.$$

M = momento massimo d'inflexione dovuto ai carichi verticali

$$Q = \text{Kg.} \frac{1011,444}{4} \text{ pel travicello di fasciatura}$$

$$\text{ed} \quad = \frac{1011,444}{2} \text{ pel travicello zoppo.}$$

Torna però più opportuno far resistere a questa spinta i tirantini in ferro t (*Fig. 8*) che vengono conficcati nel muro N e servono a sostenere il soffitto sotto il voltino; impedendo pure la rotazione che l'eccentricità del carico dovuto all'appoggio del voltino tenderebbe a produrre nella traversa. Le dimensioni trasversali da assegnarsi a questi tiranti dipendono dalla distanza a cui sono posti fra loro. Disponendone cinque in modo che gli intermedi distino fra loro di metri 0,30 e gli estremi dai travicelli di fasciatura di metri 0,05, i tiranti più affaticati dovranno resistere ad uno sforzo di tensione di chilogrammi 234,410 e quindi avere una sezione (assumendo di chilogrammi 8 per millimetro quadrato il limite dei carichi permanenti) di

$$\text{Kg.} \frac{234,410}{8} = \text{mmq. } 29,30.$$

Potranno quindi adottarsi i ferri quadri del commercio, di lato millimetri 8, la cui sezione resistente risulta di millimetri quadrati 64. A questi tirantini vengono pure assicurati mediante legature con filo di ferro o di rame i listelli in legno di sostegno del soffitto inchiodati ai loro estremi contro la faccia inferiore dei travicelli di fasciatura. Ad evitare poi che per i tiranti abbia a verificarsi flessione sensibile, si assicurano mediante altri tirantini verticali in ferro al voltino, e può per la determinazione della spinta essere trascurato questo carico singolare applicato in chiave tenendo, del peso del soffitto, solo calcolo per lo sforzo verticale portato sulla traversa. L'estremità del tirante incastrata nel muro o viene aperta longitudinalmente e ripiegata, oppure si assicura mediante occhiello ad un piccolo bolzone.

Ciò premesso, i pesi che affaticano la traversa saranno rappresentati dal *carico distribuito uniformemente*, cioè:

Peso proprio	Kg.	20,000
» del voltino $\frac{\text{Kg. } 379,700}{2}$ (*)	»	189,850
» del soffitto sottoposto al voltino $\frac{1}{2} 26,00 \times 0,65$	»	8,450
» del soffitto sottoposto alla traversa $\text{Kg. } 26,00 \times 0,165$	»	4,050
» del tavolato, del pavimento e del carico accidentale sovrapposto alla traversa $\text{Kg. } 364,000 \times 0,165$	»	60,000
Quindi per metro lineare di traversa	Kg.	<u>282,350</u>

in cifra intera chilogrammi 283,00; e dal *carico concentrato* nel suo punto di mezzo e dovuto all'appoggio del travicello zoppo, carico rappresentato da

$$\frac{\text{Kg. } 312,50 \times 3,185}{2} = \text{Kg. } 497,656$$

ed in cifra intera da chilogrammi 498,00.

Il momento inflettente massimo nel punto di mezzo della traversa sarà quindi espresso da

$$\frac{1}{8} 283,00 \times 1,30^2 + \frac{498}{2} \times \frac{1,30}{2} = \text{Kgm. } 221,634.$$

Supponendo di non tener calcolo nella resistenza all'inflessione della traversa che della sezione risultante dedotto l'intaglio fatto per l'unione del travicello zoppo, ciò che rigorosamente deve farsi ammettendo o che la connessione non sia perfettissima o che per restringimento del legno la connessione si rallentasse (**), la sola parte

(*) Poichè il piano di sollecitazione di questo carico non contiene l'asse principale d'inerzia della sezione darebbe origine ad un momento di torsione il cui valore (chilogrammi 2,35) è assolutamente trascurabile tenuto calcolo dell'azione dei tiranti.

(**) In corrispondenza dell'intaglio per l'unione alla traversa del travicello di fasciatura si verifica nelle fibre della traversa soluzione di continuità, e vi è quindi un salto nella posizione dell'asse neutro creandosi in corrispondenza dei margini laterali dell'intaglio due punti singolari; perciò le formole di

rettangolare mn (*Fig. 8, Tav. I*) della sezione corrispondente alla mezzaria della traversa resiste ad un momento espresso da

$$\text{Kg. } 0,5 \times \frac{1}{6} 120 \times \overline{150}^2 = \text{Kgmm. } 225000 = \text{Kgm. } 225$$

valore già superiore al momento inflettente trovato. E se si tiene calcolo pure dei due piccoli rettangoli pq (di dimensioni millimetri 70×45) ed no (di dimensioni millimetri 30×30) i cui momenti d'inerzia si possono con sufficiente approssimazione in questo caso prendere rispetto all'asse neutro della sezione mn , sostituendo nella formola

$$I = I_1 + d^2 \Omega \quad (*)$$

per I_1 i momenti d'inerzia dei singoli due rettangoli rispetto ai loro assi principali d'inerzia orizzontali, per Ω le loro aree e per d le distanze dei loro baricentri dall'asse neutro della sezione mn , il momento resistente totale della sezione di mezzo della traversa risulta di

$$\text{Kgm. } 225,000 + 52,625 = \text{Kgm. } 277,625.$$

Tornando troppo brigoso tagliare la traversa per l'appoggio del voltino come è indicato nella figura 8 (*Tav. I*) si può o tagliarla tutta obliquamente secondo il piano d'imposta dell'arco, od attaccare mediante chiodatura il listello no , od anche inchiodare contro la traversa un ferro angolare sostenente il concio d'imposta. Nel calcolo di resistenza di questo attacco è conveniente trascurare l'attrito tra legno e legno o tra legno e ferro supponendo che il voltino debba tutto essere sostenuto dal listello o dal ferro angolare.

Appoggio della traversa. — La reazione all'appoggio della traversa sul travicello di fasciatura sarà di

$$\frac{\text{Kg. } 283,00 \times 1,30}{2} + \frac{498}{2} = \text{Kg. } 432,95.$$

resistenza che si applicano cadrebbero in difetto e dovrebbero essere moltiplicate per un coefficiente di correzione (CANEVAZZI, *Opera citata*, Parte I, pag. 171), ma si potrà di tale coefficiente tener calcolo impiegando per questa traversa materiale scelto e pel quale si possa considerare più elevato il coefficiente di resistenza. Se si impiega per la traversa quercia o frassino, il coefficiente di resistenza (da chilogrammi 0,6 a 0,8 per millimetro quadrato) può tenersi di 0,5.

(*) CANEVAZZI, *Opera citata*, Parte II, pag. 37.

Si usa spesso unire la traversa ai travicelli di fasciatura mediante staffe in ferro e ne vedremo esempi in seguito; in questo caso però si è eseguito questa unione a semplice dente (*Fig. 6 a b c, Tav. I*) verificando poi se le dimensioni della sezione d'appoggio della traversa sono sufficienti perchè non si ecceda il carico di sicurezza, e se la sezione residuale del travicello di fasciatura, tenuto calcolo dell'incastro, può ancora resistere al momento inflettente, che nella sezione stessa si verifica. Quanto alla traversa avendo il dente una larghezza di millimetri 140 ed uno spessore di millimetri 80 la sezione resistente allo sforzo di taglio all'appoggio avrà un'area di millimetri quadrati 10500 e lo sforzo di taglio unitario massimo sarà di

$$\text{Kg. } \frac{432,95}{10500} = \text{Kg. } 0,041$$

ossia meno di un decimo del limite di sicurezza. Ad assicurare meglio la traversa al travicello di fasciatura si è chiodato superiormente una verga piatta di ferro. Qualora l'intaglio a dente non fosse sufficiente, si può fare l'intaglio a dente rafforzato, se però non viene con ciò troppo indebolito il travicello di fasciatura.

7. Calcolo del travicello di fasciatura. — Questo travicello è sollecitato per tutta la sua lunghezza *AB* (*Fig. 4, Tav. I*) da un carico uniformemente distribuito dovuto al peso proprio ed a quello del soffitto, tavolato, ecc., per la metà della campata laterale, carico che può ritenersi per metro lineare di travicello di

$$\frac{\text{Kg. } 312,50}{2} = \text{Kg. } 156,25$$

considerando per falsa posizione il peso del travicello di fasciatura eguale a quello degli altri travicelli; per il tratto *BC* da un peso pure uniformemente distribuito di chilogrammi 156,25; nel punto *D* da un carico concentrato rappresentato dalla reazione all'appoggio della traversa, cioè chilogrammi 432,95. (*) Per tale distribuzione di carico rappresentata schematicamente nella figura 4 (*Tav. I*), la

(*) Il peso proprio della metà del travicello pel tratto *AD* può senza errore sensibile nei risultati dei calcoli essere trascurato.

reazione all'appoggio A sarà data da

$$\frac{\text{Kg. } 156,25 \times 4}{2} + 156,25 \times 3,185 \times \frac{1,593}{4} + 432,95 \times \frac{3,267}{4} = \text{Kg. } 864,31$$

e sull'appoggio B da

$$\frac{\text{Kg. } 156,25 \times 4}{2} + 156,25 \times 3,185 \times \frac{2,407}{4} + 432,95 \times \frac{0,733}{4} = \text{ » } 691,29$$

$$\text{e per controllo } 156,25 \times 4 + 156,25 \times 3,185 + 432,95 = \text{Kg. } 1555,60$$

La sezione di momento massimo nel travicello sarà quella nella quale risulta zero la derivata dell'espressione del momento inflettente, ossia è nullo lo sforzo tagliante. E poichè questo massimo capiterà certamente in questo caso fra la retta d'azione della forza F' ed il punto medio del tratto BC , torna opportuno prendere l'espressione pel momento flettente per le forze che agiscono a destra di una sezione compresa nel tratto BC , e chiamando con x la distanza della sezione dall'appoggio di destra, sarà

$$M = 691,29x - 312,50 \frac{x^2}{2}$$

da cui derivando e ponendo la derivata uguale a zero risulta

$$691,29 - 312,50x = 0$$

ossia

$$x = m. 2,21.$$

Prendendo quindi il momento flettente rispetto a questa sezione, sarà

$$M_{\max} = 691,29 \times 2,21 - 312,50 \frac{2,21^2}{2} = \text{Kgm. } 764,61 \text{ (*)}$$

(*) NOTA. Ricordiamo che l'equazione generale del momento inflettente

$$R_d x + \frac{p l}{2} x - \frac{p x^2}{2}$$

in cui R_d rappresenta la reazione sull'appoggio di destra dovuta al carico singolare P , p il peso uniformemente distribuito sulla trave, l la lunghezza della trave, x la distanza di una sezione qualunque compresa nel campo BD presa rispetto all'appoggio di destra, ammette una soluzione reale quando

Essendo poi conveniente per la posa del tavolato, avere le faccie superiori ed inferiori dei travicelli rispettivamente in uno stesso piano orizzontale, si assuma per altezza b dei travicelli di fasciatura ancora metri 0,23 e si deduca la larghezza a dall'equazione di stabilità

$$M_{\max} = 764,61 = \frac{1}{6} 450000 \times a \times \overline{0,23^2}$$

da cui

$$a = m.0,193 \text{ od in cifra tonda } a = m.0,20.$$

In corrispondenza dell'unione della traversa al travicello di fasciatura la sezione di questo viene indebolita. Per verificarne la resistenza basta dedurre dal momento resistente di tutta la sezione, quello del rettangolo gh (*Fig. 8*) e questo momento resistente sarà rappresentato da

$$\frac{0,45}{6} (195 \times \overline{230^2} - 75 \times \overline{75^2}) = \text{Kgmm. } 74202187$$

essendo appunto i lati del quadrato gh di millimetri 75.

Il momento inflettente nella sezione del travicello di fasciatura corrispondente all'asse della traversa essendo dato in millimetricilogrammi da

$$\text{Kg. } 691,29 \times 3267 - 0,3125 \times 3185 \times (3267 - 1593) = \text{Kgmm. } 592258$$

la sezione resiste perfettamente.

il massimo della curva parabolica rappresentata dall'equazione stessa (somma delle ordinate di una retta colle ordinate di una parabola), capita nel tratto BD ; ammette invece una soluzione immaginaria quando questo massimo capita fuori della lunghezza della trave, ciò che avviene quando il rapporto fra il peso concentrato ed il peso totale uniformemente distribuito sulla trave sia maggiore dell'espressione

$$\frac{l}{2d} - 1$$

indicando con d la distanza del punto d'applicazione del peso P dall'appoggio di sinistra. In questo caso il massimo valore del momento si verifica nella sezione corrispondente al punto d'applicazione del carico isolato ed è un massimo aritmetico (non un massimo analitico) del valore della funzione.

La reazione massima all'appoggio del travicello di fasciatura essendo di chilogrammi 864,31 e costruendo quest'appoggio in modo identico a quello dei travicelli ordinari, risulterà la sezione resistente allo sforzo di taglio massimo di

$$\text{mm. } 195 \times 120 = \text{mmq. } 23400$$

e quindi lo sforzo tagliante per millimetro quadrato di questa sezione di

$$\text{Kg. } \frac{866,43}{23400} = \text{Kg. } 0,037$$

valore assai inferiore al carico di sicurezza.

L'appoggio dei travicelli di fasciatura si suole da qualcuno tenere di lunghezza un po' maggiore che pei travicelli ordinari (*), quantunque dall'equazione di stabilità ciò non venga riconosciuto necessario. Siccome però per meglio collegare fra loro i muri di un edificio è conveniente applicare di tratto in tratto alle teste delle travi che in essi sono incastrate delle chiavi o ferri di consolidamento, così possono questi venire applicati alle teste dei travicelli di fasciatura come è rappresentato nella figura 7 *a* e *b* (*Tav. I*). Per travi di piccola portata, come nel caso attuale, si usa spesso far passare nell'occhiello della chiave un bolzone a sezione rettangolare col lato maggiore normale all'andamento del muro. Questa disposizione torna opportuna perchè il bolzone più difficilmente s'infilta per la tensione della chiave, ma limita molto la superficie d'appoggio del bolzone contro il muro, affaticando qualche volta troppo il materiale murario. Se, come avviene nel caso attuale, il bolzone potesse capitare nel davanzale della finestra (*Fig. 1, Tav. I*) allora la chiave può venire attaccata

(*) Il MAZZOCCHI dà come lunghezza minima di quest'appoggio 0,25.

NOTA. Volendo la freccia d'inflexione del travicello basta nell'espressione

$$f = -\frac{pl^4}{EI}, \frac{5}{384}$$

(CANEVAZZI, *Opera citata*, Parte I, pag. 213) sostituire ai simboli i valori noti per questo caso particolare; ed assumendo $E_1 = 100$ per millimetro quadrato, risulta

$$f = \text{mm. } 5,2.$$

nella faccia verticale del travicello stesso, figura 7 *c* e *d*, od anche fra due travicelli assicurandola a questi mediante una traversa; oppure, in questo caso particolare, per l'unione eseguita a mezzo legno con linguetta, si può la chiave applicare alla filarola stessa.

8. **Determinazione del costo complessivo di un metro quadrato di solaio compreso il soffitto ed il pavimento.** — *Pel tavolato d'abete dello spessore di 0,03 unito a filo piano.*

Tavole d'abete compreso il consumo mq. 1,08 a L. 1,70 .	L. 1,84
Chiodi per l'attacco delle tavole ai travicelli Kg. 0,225 a L. 1	» 0,23
Mano d'opera per la posa, giornate di falegname 0,16 a L. 3	» 0,48
» pel sollevamento delle tavole, giornate di manovale (*)	»
Spese accessorie 0,20 della mano d'opera	» <u>0,10</u>
Costo del tavolato al metro quadrato	L. 2,65

Travicelli:

N° 6 travicelli ordinari di m. 4,30 ×	
× 0,23 × 0,165 = . . mc.	0,978
N° 2 » di fasciatura di m. 4,30 ×	
× 0,23 × 0,195 =	» 0,386
Travicello zoppo 3,18 × 0,23 ×	
× 0,165 =	» 0,121
Traversa 1,30 × 0,23 × 0,165 =	» 0,049
Filarola d'appoggio dei travicelli	
m. 6,15 × 0,23 × 0,165 = . .	» <u>0,233</u>
	1,767
Pel consumo $\frac{1}{10}$	» <u>0,177</u>
Totale mc. 1,944 a L. 42,00	L. 81,65

Mano d'opera:

Falegname per l'esecuzione dei tagli e posa in opera dei travicelli, per ogni mc. di legname, giornate .	1,65
Tiratura in alto (0,06 + 0,015 <i>n</i>)	<u>0,06</u>
Totale giornate di falegname	1,71
e per mc. 1,944 giornate 1,71 × 1,944 = 3,324 a L. 3 .	L. <u>9,97</u>
	<i>A riportarsi</i> L. 91,62

(*) Questo prezzo dipende dall'altezza del piano in cui viene costruito il solaio e può essere determinato in ragione del volume di un metro quadrato di tavolato (CURIONI, *Lavori generali di architettura civile, stradale ed idraulica*, Capit. IX).

Riporto L. 91,62

Manovale per la tiratura in alto, per ogni mc. giornate (0,12 + 0,03 n) . . . e per mc. 1,944 giornate 0,12 × × 1,944 = 0,23 a L. 1,50 » 0,35	
Chiodi grandi da solaio . . . Kg. 4 a » 1 » 4,00	
Chiavi e bolzoni in ferro n. 4 di Kg. 6 » 24 a » 0,40 » 9,60	
Verghe in ferro all'unione della traversa ai travicelli di fasciatura Kg. 0,500 × 2 = Kg. 1,00 a L. 0,75 . . » 0,75	
Spese accessorie 0,20 della mano d'opera	2,06
	108,38
Costo totale dell'orditura del solaio	L. 108,38

E per metro quadrato dell'ambiente sovrapposto

$$\frac{L. 108,38}{6,22 \times 4,15} = L. 4,20.$$

Cosicchè il costo per mq. d'impalcatura risulta di

$$L. 2,65 + 4,20 = L. 6,85 (*).$$

Costo del pavimento:

Pietrini di cemento come al tipo indicato nella tavola I, figura 1, secondo il listino della Società Lodigiana ed escluso il trasporto in cantiere, al mq.	L. 5,50
Mano d'opera per sollevare i pietrini fino al piano del pa- vimento (**)
Mano d'opera per sollevare l'argilla e la sabbia per la for- mazione del letto di posa dell'impiantito (**)
Malta di calce grossolana mc. 0,03 a L. 12,00	» 0,36
Latte di cemento per la posa e le stuccature dei pietrini Ql. 0,01 a L. 10	» 0,10
Mano d'opera pel sollevamento di questo materiale ad <i>n</i> ricambi (**)
	L. 5,96

A riportarsi L. 5,96

(*) I prezzi del materiale sono scelti in base al listino della città di Bologna.

(**) Dipende dall'altezza del solaio, e può essere determinato in base alle analisi pei trasporti verticali delle malte (Vedi CURIONI, *Opera citata*. Capit. IV).

Riporto L. 5,96

Mano d'opera per la posa dei pietrini, giornate di operaio speciale 0,166 a L. 3,00	» 0,50
Spese accessorie 0,20 della mano d'opera circa	» 0,20
Costo per mq. d'impiantito esclusi i trasporti	<u>L. 6,66</u>

Costo del soffitto al metro quadrato:

Listelli n. 4 di m. 1,00 ossia la lunghezza di un intero morale d'abete	L. 0,35
Canniccio mq. 1 a L. 0,10	» 0,10
Chiodi Kg. 0,12	» 1,00 » 0,12
Filo di ferro zincato » 0,15	» 1,30 » 0,20
Malta bastarda (*) mc. 0,020	» 12,00 » 0,24
Malta per arriccatura ed intonaco . . » 0,005	» 15,00 » 0,08
Giornate di muratore 0,9	» 2,50 » 0,23
» di manuale 0,15	» 1,50 » 0,22
Sollevarmento del materiale
Spese accessorie 0,20 mano d'opera	» 0,09
Costo del soffitto al mq.	<u>L. 1,63</u>

Costo del voltino in corrispondenza dello spazio da camino:

Mattoni vuoti delle dimensioni m. 0,240 × 0,175 × 0,060 compreso lo spreco n. 28 a L. 30 il mille in fornace	L. 0,84
Mattoni d'imposta n. 6 a L. 22 ⁰⁰ / ₁₀₀	» 0,13
Trasporto a piede d'opera	» . . .
» verticale	» . . .
Malta di gesso mc. 0,016 al mq. e per mq. 1,62 mc. 0,026 a »	14,00 » 0,36
(**) Muratore giornate 0,08 × 1,625 = giorn. 0,13 a »	2,50 » 0,33
Manovale giornate (0,013 + 0,003 n) . . . ?	0,013
Bardotto (0,015 + 0,004 n) . . . ?	0,015
giornate 0,028 a »	1,50 » 0,04
<i>A riportarsi</i>	<u>L. 1,70</u>

(*) Il SACCHI dà per questa malta la seguente composizione: Per un metro cubo di malta bastarda metri cubi 0,15 di calce in zolle, metri cubi 0,48 di sabbia, metri cubi 0,48 d'acqua dolce, quintali 5,20 di gesso.

(**) CURIONI, *Opera citata*, analisi dei prezzi delle volte (Capit. VIII).

Ripporto L. 1,70

Tiranti orizzontali in ferro del peso ognuno di
 Kg. $7700 \times 0,008^2 \times 1,20 =$ Kg. 5,914 e per
 n. 5 tiranti Kg. $5,914 \times 5 =$. . Kg. 29,570

Tirantini verticali del diametro di
 m. 0,003 n. 3 del peso complessivo di » 2,700

Kg. 32,270 a L. 0,50 L. 16,14

Rinfianco in terriccio $1,30 \times 0,65 \times 0,12 =$

= mc. 0,101, sollevato fino a m. . . .

Costo totale del voltino L. 17,84

Costo complessivo dell'impalcatura, pavimento, soffitto, ecc.:

$$(L. 2,65 + 4,20 + 6,66) \times 6,22 \times 4,15 + L. 1,63 \times 6,00 \times \\ \times 4,00 + L. 17,84 = L. 405,65$$

e ragguagliato a mq. di pavimento portato dall'impalcatura

$$\frac{L. 405,65}{6,22 \times 4,15} = L. 15,72.$$

Spessore complessivo del solaio, pavimento e soffitto:

Intonaco e canniccio	m.	0,025
Listelli	»	0,040
Travicelli	»	0,230
Tavolato	»	0,030
Letto del pavimento	»	0,060
Pietrini in cemento	»	0,025
Spazio perduto nel senso verticale m.		<u>0,410</u>

b) Solai a travi maestre.

9. TEMA. — *Studiare il solaio in legno che dovrà essere costruito sopra l'ambiente rappresentato in planimetria nella figura 10 (Tav. I).*

Essendo la minima dimensione dell'ambiente da coprire di metri 5,00 converrà ricorrere al tipo di solai a travi maestre; e, permettendole le particolari disposizioni dei vani aperti nel muro esterno, potranno essere collocati due travi maestre T_1 e T_2 ad eguale distanza di metri 2,50 fra i loro assi e dai muri trasversali M_1 ed M_2 . Ad evitare

che i travicelli risultano di dimensioni trasversali molto forti e per economizzare spazio verticale anche nell'applicazione del soffitto al disotto delle loro faccie orizzontali inferiori, si collocheranno i travicelli alla distanza fra asse ad asse di metri 0,50 potendosi in pratica applicare per la larghezza di circa metri 0,40 (che tale risulterà pressappoco quella fra vivo e vivo dei travicelli) trasversalmente ai travicelli i cannucci ordinari senza timore che questi possano dar luogo ad inflessioni per quel tratto di campata, quando siano accuratamente attaccati alle faccie inferiori dei travicelli mediante filo di rame assicurati a due file di chiodi parallele all'asse del travicello e discoste dallo spigolo inferiore circa metri 0,03. In corrispondenza dei due condotti verticali c esistenti nel muro M_1 non potendosi incastrare i travicelli, si applicherà una traversa T sostenuta ai suoi estremi dai due travicelli di fasciatura F e sulla quale vengono a poggiare i travicelli zoppi Z (*Fig. 10, Tav. I*). Ad evitare poi che i molti incastri dei travicelli nel muro M_2 di spessore metri 0,30, ne possono pregiudicare le buone condizioni di stabilità, specialmente se in esso vengono anche incastrati i travicelli del solaio per l'ambiente attiguo, converrà, seguendo una disposizione suggerita anche dal SACCHI, far poggiare le teste dei travicelli su traverse T e T' sostenute da travicelli più robusti F' incastrati con una delle loro estremità nel muro M_2 e poggiati coll'altra sulla trave maestra T_2 . Supponendo di costruire per l'ambiente sovrapposto il pavimento in legno a specchiature e disponendo le tavolette quadrate (di lato metri 0,50) come indica la figura 22 (*Tav. I*) su un reticolato formato con listelli d'abete di sezione metri $0,05 \times 0,05$ inchiodati nel tavolato, si potrà, per diminuire la sonorità del solaio, senza aumentarne troppo il peso, riempire gli spazi fra i listelli con segatura di legno. Ciò posto il *peso per metro quadrato di tavolato e pavimento* risulterà dalla seguente analisi:

Tavolato Kg. $600 \times 1,00 \times 1,00 \times 0,025 =$	Kg.	15,000
Listelli d'abete per la posa del pavimento in legno		
Kg. $600 \times 4,00 \times 0,05 \times 0,05$	»	6,000
Strato di segatura di legno dello spessore di m. 0,05	»	10,000
Pavimento in legno duro Kg. $800 \times 0,025$	»	20,000
		<hr/>
Carico permanente per mq.	Kg.	51,000
Sovracarico accidentale	»	300,000
		<hr/>
Carico totale per mq.	Kg.	351,000

10. **Calcolo dei travicelli ordinari.** — *Carico per metro lineare:*

Tavolato, pavimento e sovracarico accidentale

$$\text{Kg. } 351,000 \times 0,50 \dots \dots \dots \text{Kg. } 175,500$$

Soffitto di canniccio con rinzafo di malta bastarda

$$(\text{analisi a pag. 7}) \text{Kg. } (26,140 - 3,840) \times 0,50 \quad \text{»} \quad 11,150$$

$$\text{Peso proprio del travicello, circa Kg. } 600 \times 0,11^2 \quad \text{»} \quad 7,260$$

$$\text{Carico uniformemente distribuito per metro lineare Kg. } 193,910$$

ed in cifra intera chilogrammi 194.

Il momento inflettente massimo dovuto a questo carico, essendo di metri 2,50 la lunghezza del travicello, sarà espresso da

$$M_{\max} = \frac{1}{8} 194 \times 2,50^2 = \text{Kgm. } 151,56$$

e ritenuto ancora il rapporto fra la base a e l'altezza b della sezione retta del travicello eguale a 0,71 ed il coefficiente di resistenza di chilogrammi 450000 per metro quadrato, dall'equazione di stabilità

$$M_{\max} = 151,56 = \frac{1}{6} \times 450000 \times 0,71 b^3$$

si ricava

$$b = \text{m. } 0,1417 \dots \quad \text{ed} \quad a = \text{m. } 0,10051$$

si assume

$$b = \text{m. } 0,15 \quad \quad \quad a = \text{m. } 0,11.$$

Il travicello a_1 lungo il muro esterno N poggia sulla risega e potrebbe avere dimensioni trasversali piccolissime; quello a_2 lungo il muro interno N_1 è sollecitato da un carico uniformemente distribuito eguale alla metà di quello che affatica gli altri travicelli e potrebbero anche a questo venire assegnate dimensioni trasversali minori di quelle dei travicelli ordinari: è opportuno però pel più facile attacco del soffitto assegnare anche a questi due travicelli le stesse dimensioni assunte pei travicelli ordinari.

Appoggio dei travicelli ordinari. — A diminuire lo spessore del solaio, l'appoggio dei travicelli sulle travi maestre o sulle traverse viene effettuato intagliando a mezzo legno le teste dei travicelli stessi.

Per l'appoggio sulla trave (*Fig. 17 a e b, Tav. I*) si possono conservare coassiali i travicelli, unendo pure a mezzo legno le teste intagliate cosicchè con un sol chiodo possono venire fissati entrambi i travicelli alla trave maestra; per l'appoggio sulle traverse invece si pratica solo il primo intaglio a mezzo legno. L'altezza della sezione resistente in corrispondenza dell'appoggio allo sforzo di taglio massimo essendo di metri 0,08, tanto per l'appoggio sulla trave quanto per l'appoggio sulla traversa, lo sforzo tagliante unitario massimo per tale sezione sarà di

$$\frac{\text{Kg. } 194 \times 2,50}{2 \times 0,11 \times 0,08} = \text{Kg. } 13778 \text{ per mq. (*)}$$

11. **Travicelli zoppi.** — Venendo le traverse T e T' collocate quasi aderenti ai muri, risulterebbe trascurabile, nel calcolo di questi travicelli, la differenza fra la loro sezione trasversale e quella dei travicelli ordinari ed è perciò che in questi casi particolari può essere ommesso il calcolo dei travicelli zoppi assumendo per dimensioni della loro sezione retta quelle risultate dal calcolo dei travicelli ordinari.

12. **Calcolo delle traverse T .** — Considerando la traversa T come appoggiata agli estremi sui due travicelli di fasciatura, essa risulta sollecitata da un carico uniformemente distribuito rappresentato dal peso proprio, e da un sistema di carichi concentrati P (*Fig. 13, Tav. I*) (***) dovuti all'appoggio dei travicelli zoppi e rappresentati ognuno da

$$\frac{\text{Kg. } 194 \times 2,50}{2} = \text{Kg. } 242,50.$$

Se si stabilisce per falsa posizione il peso proprio della traversa di

(*) Anche se si volesse considerare il travicello incastrato ai suoi estremi, dall'equazione di stabilità

$$M_{\max} = \frac{1}{12} 194 \times 2,50^2 = \frac{1}{6} R \times 0,11 \times 0,08^2$$

risulterebbe lo sforzo unitario nella sezione d'incastro di chilogrammi 0,086136 per millimetro quadrato; limite assai inferiore al carico di sicurezza pel legno.

(**) Nei diagrammi dei momenti inflettenti rappresentati dalle figure 13 e 14 si è assunto come base di riduzione dei momenti $b=1$ e la scala delle forze di 1 millimetro per 20 chilogrammi.

chilogrammi $600 \times \overline{0,20^2} = \text{Kg. } 24$ per metro lineare, supponendo di metri 0,20 la dimensione media trasversale della traversa stessa, il momento inflettente massimo M_1 dovuto a questo peso uniformemente distribuito si verificherà nel punto di mezzo della trave e sarà dato da

$$M_1 = \frac{1}{8} 24 \times \overline{2,00^2} = \text{Kgm. } 12.$$

Le reazioni agli appoggi della traversa dovute ai carichi concentrati F saranno eguali fra loro stante la distribuzione simmetrica dei carichi stessi e saranno espresse da

$$\frac{\text{Kg. } 242,50 \times 3}{2} = \text{Kg. } 363,75.$$

Il momento inflettente massimo M_2 dovuto a questi pesi singolari si verificherà in corrispondenza del peso di mezzo (nel mezzo della traversa) e sarà dato da

$$M_2 = 363,75 \times 1,00 - 242,50 \times 0,50 = \text{Kgm. } 242,50$$

ed il momento inflettente massimo totale sarà

$$M_{\max} = M_1 + M_2 = \text{Kgm. } 254,50.$$

Per la particolare disposizione del soffitto attaccato al solaio, potendosi tenere la traversa più bassa dei travicelli ordinari (*Fig. 16, Tav. I*), se ne potranno dedurre le dimensioni trasversali tenendo ancora fra i lati della sua sezione retta il rapporto 0,71, talchè dall'equazione di stabilità

$$M_{\max} = \text{Kgm. } 254,50 = \frac{1}{6} 450000 \times 0,71 b^3$$

risultando

$$b = \text{m. } 0,1684 \dots \quad \text{ed} \quad a = \text{m. } 0,1195$$

si può assumere

$$b = \text{m. } 0,17 \quad \text{ed} \quad a = \text{m. } 0,12.$$

L'attacco delle traverse T ai travicelli di fasciatura verrà eseguito mediante staffe in ferro (Fig. 18 e 19, Tav. I) la cui minima sezione resistente risulterebbe dall'equazione

$$\Omega = \frac{\text{Kg. } 24 + 363,75}{8} = \text{mmq. } 48,47$$

in cui si è assunto il coefficiente di resistenza del ferro alla tensione di 8 chilogrammi per millimetro quadrato. Basterebbe quindi assegnare alle imbracature m (Fig. 18 e 19) le dimensioni di millimetri $30 \times 1,6$; è conveniente però aumentare queste dimensioni e nel nostro caso furono assunte di millimetri 40×3 tenendo poi lo spessore di millimetri 3 per tutta la staffa. Ad eliminare il momento di torsione cui l'applicazione del peso della traversa al travicello di fasciatura potrebbe in questo caso dar origine, possono per la traversa T corrispondente al muro M , venire applicati sbatacchi s (Fig. 18, Tav. I) sovrapposti alla traversa stessa e stretti contro le teste dei travicelli zoppi. La reazione all'appoggio della traversa, tenendo calcolo delle dimensioni trasversali risultate dal calcolo di stabilità, sarà data da

$$\text{Kg. } 363,75 + \frac{1}{2} 600 \times 0,17 \times 0,12 \times 2,00 = \text{Kg. } 375,99.$$

13. **Calcolo delle traverse T' .** — La traversa T' incastrata con una delle sue estremità nel muro esterno N trovasi sollecitata come indica la figura 14 (Tav. I) da un carico uniformemente distribuito rappresentato dal peso proprio e da due carichi singolari simmetrici P dovuti all'appoggio dei travicelli zoppi e rappresentati ognuno in grandezza da chilogrammi 242,50. La traversa T' invece incastrata nel muro interno N_1 , in cui non v'è alcuna risega sopporta anche il peso portato dal travicello a_2 ; ma può essere trascurata l'inflessione prodotta da questo peso, che, perchè applicato presso la sezione d'appoggio, non farà variare sensibilmente che lo sforzo tagliante. I pesi che sollecitano la traversa supponendone per falsa posizione la dimensione trasversale media di metri 0,14, saranno

Peso proprio per metro lineare $600 \times \overline{0,14^2} =$. . .	Kg. 12,00
Carichi concentrati P	» 242,50
Reazione agli appoggi dovuti ai carichi concentrati	» 242,50

Il momento inflettente massimo corrispondente alla sezione di mezzo essendo espresso da

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times 12 \times \overline{1,50^2} + 242,50 \times 0,50 = \text{Kgm. } 124,63$$

dall'equazione di stabilità

$$M_{\max} = \text{Kgm. } 124,63 = \frac{1}{6} 450000 \times 0,71 b^3$$

risultano le due dimensioni trasversali

$$b = \text{m. } 0,1329 \quad \text{e si assume} \quad b = \text{m. } 0,14$$

$$a = \text{m. } 0,09436 \quad \text{e si assume} \quad a = \text{m. } 0,10.$$

L'attacco della traversa T' al travicello di fasciatura è rappresentato nelle figure 19 *a* e *b* (*Tav. I*). L'area resistente della staffa si può determinare come è stato indicato nel numero precedente; ma anche in questo caso assumeremo per dimensioni minime della staffa quelle assunte per l'appoggio della traversa *T'*.

14. Calcolo dei travicelli di fasciatura. — Ponendo la traversa *T'* in modo che la sua faccia più prossima al muro disti da questo di metri 0,06, la distanza del suo asse dal vivo dell'appoggio del travicello di fasciatura risulterà di

$$\text{m. } 0,06 + \frac{0,12}{2} = \text{m. } 0,12,$$

cosicchè il travicello di fasciatura si troverà sollecitato come indica la figura 15 (*Tav. I*) da un carico uniformemente distribuito di chilogrammi 194 (trascurando la differenza che può derivare nel suo peso proprio per le diverse dimensioni trasversali che risulteranno) e da un carico concentrato nel punto *P*, dovuto all'appoggio della traversa. Pel travicello di fasciatura *F'* questo carico concentrato, essendo espresso da chilogrammi 375,99 od in cifra intera da chilogrammi 376, la reazione all'appoggio *S* sulla trave dovuta a questo carico concentrato sarà rappresentata da

$$\text{Kg. } 376 \times \frac{0,12}{2,50} = \text{Kg. } 18,048$$

quella all'appoggio D sul muro da

$$\text{Kg. } 376 \times \frac{2,38}{2,50} = \text{Kg. } 357,952$$

la reazione tanto all'appoggio S che all'appoggio D dovuta al carico uniformemente distribuito, da chilogrammi 242,50.

La sezione cui corrisponde il momento inflettente massimo capiterà fra il punto di mezzo della trave SD ed il punto d'applicazione del carico concentrato P (Vedi nota a pag. 23); per cui scrivendo l'espressione generale del momento inflettente rispetto alle forze che agiscono a sinistra d'una sezione σ compresa nel tratto SP e discosta x dall'appoggio S

$$M = (\text{Kg. } 18,048 + 242,50)x - \text{Kg. } 194 \frac{x^2}{2}$$

e risolvendo rispetto ad x l'espressione della derivata posta eguale a zero risulta

$$x = \text{m. } 1,34.$$

Il momento inflettente corrispondente a questa sezione sarà quindi

$$M_{\max} = \text{Kg. } 260,548 \times 1,34 - \text{Kg. } 194 \times \frac{1,34^2}{2} = \text{Kgm. } 174,96$$

od in cifra intera uguale a chilogrammetri 175; per cui, convenendo pel facile attacco del soffitto di assegnare a questi travicelli di fasciatura la stessa altezza dei travicelli ordinari (metri 0,15), ne risulterà la larghezza a espressa da

$$a = \frac{\text{Kgm. } 175 \times 6}{450000 \times 0,15^3} = \text{m. } 0,1037$$

si assumerà quindi $a = \text{m. } 0,11$, tenendo per questi travicelli di fasciatura le stesse dimensioni trasversali dei travicelli ordinari. Lo sforzo di taglio massimo si verifica in corrispondenza dell'appoggio D ed è espresso da

$$\frac{\text{Kg. } 357,952 + 242,50}{150 \times 110} = \text{Kg. } 0,0364 \text{ per mmq.}$$

Pei travicelli di fasciatura F' valgono le stesse considerazioni quanto alla distribuzione delle forze sollecitanti (*Fig. 15, Tav. I*); soltanto che il carico concentrato P sarà rappresentato dalla somma delle reazioni delle traverse T e T' ossia da

$$\text{Kg. } 376 + 251,50 = \text{Kg. } 617,50$$

ed in cifra intera uguale a chilogrammi 618.

La reazione all'appoggio S sulla trave maestra T_2 sarà espressa da

$$\text{Kg. } 618 \times \frac{0,12}{2,50} = \text{Kg. } 29,665$$

ed in cifra intera chilogrammi 30; la reazione all'appoggio D sul muro da

$$\text{Kg. } 618 \frac{2,38}{2,50} = \text{Kg. } 588,335$$

ed in cifra intera chilogrammi 588; la reazione in entrambi gli appoggi dovuta al carico uniformemente distribuito da chilogrammi 242,50. E poichè l'espressione generale del momento inflettente per una sezione compresa fra l'appoggio di sinistra ed il punto P

$$(\text{Kg. } 242,50 + 30) x - \text{Kg. } 194,000 \frac{x^2}{2}$$

ha il suo valore massimo in corrispondenza dell'ascissa $x = \text{m. } 1,40$, sarà il momento inflettente massimo espresso da

$$M_{\max} = \text{Kg. } 272,50 \times 1,40 - \text{Kg. } 194 \times \frac{1,40^2}{2} = \text{Kgm. } 191,38$$

e tenendo per l'altezza b del travicello ancora metri 0,15 sarà

$$a = \frac{191,38 \times 6}{450000 \times 0,15^2} = \text{m. } 0,1134 \quad \text{e si assume} \quad a = \text{m. } 0,12.$$

Lo sforzo tagliante massimo all'appoggio del travicello sul muro sarà di

$$\frac{\text{Kg. } 588,000 + 242,50}{150 \times 120} = \text{Kg. } 0,0449 \text{ per mm}^2.$$

15. **Calcolo della trave maestra.** — Trascurando la differenza piccolissima che risulta nell'appoggio dei travicelli ordinari sulla trave maestra a seconda che questi si considerano appoggiati col l'altro estremo alle traverse oppure direttamente sul muro, è chiaro che delle due travi maestre la maggiormente affaticata sarà la T_2 essendo per questa maggiore il carico concentrato nei punti C e D (Fig. 14, Tav. I) e dovuto all'appoggio dei travicelli di fasciatura F' . Converrà quindi meglio risolvere la trave T_2 tenendo poi anche per l'altra trave maestra le stesse dimensioni risultanti per la prima. L'effetto del travicello a_2 aderente al muro può anche per questo caso e senza tema di commettere errore sensibile essere trascurato rispetto all'inflexione (*) e considerarsi la trave come appoggiata agli estremi A e B e sollecitata da un carico uniformemente distribuito rappresentato dal peso proprio che per falsa posizione potremo assumere di chilogrammi $600 \times 0,30^2 = \text{Kg. } 54$ (supponendo di metri 0,30 la dimensione trasversale media della trave stessa), da un sistema di carichi simmetrici concentrati nei punti P ognuno di grandezza eguale a chilogrammi 242,50 e da due altri carichi concentrati nei punti C e D e rappresentati ognuno in intensità da chilogrammi 30.

Ciò posto la reazione all'appoggio della trave dovuta ai carichi concentrati sarà rappresentata (sempre trascurando l'effetto del travicello a_2) per i carichi concentrati nei punti P da

$$\frac{\text{Kg. } 242,50 \times 9}{2} = \text{Kg. } 1091,25,$$

per la reazione maggiore pei travicelli di fasciatura nei punti C e D da

$$\frac{\text{Kg. } 30 \times 2}{2} = \text{Kg. } 30,00.$$

Stante la simmetria dei carichi, il momento inflettente massimo si

(*) Essendo di metri 0,11 la larghezza del travicello a_2 e di

$$\frac{\text{Kg. } 242,50}{2} = \text{Kg. } 121,25$$

la reazione all'appoggio di esso, l'errore che si commette è inferiore a

$$\text{Kg. } 121,25 \times 0,055 = \text{Kgm. } 6,68.$$

verificherà nella sezione di mezzo della trave e sarà rappresentato dalla somma dei momenti dovuti ai vari carichi che sollecitano la trave stessa.

Pel peso proprio (uniformemente distribuito) tale momento sarà espresso da

$$M'_{\max} = \frac{1}{8} \times 54,00 \times 5,00^2 = \text{Kgm. } 168,75;$$

pei carichi singolari dovuti agli appoggi dei travicelli ordinari (*Fig. 23, Tav. I*) da

$$\begin{aligned} M''_{\max} &= \text{Kg. } 1091,25 \times \frac{5}{2} - \text{Kg. } 242,50(2,00 + 1,50 + 1,00 + 0,50) = \\ &= \text{Kgm. } 1515,62 \end{aligned}$$

per la differenza in più negli appoggi dei travicelli di fasciatura

$$M'''_{\max} = \text{Kg. } 30,00 \times 1,50 = \text{Kgm. } 45,00.$$

Quindi il momento inflettente massimo totale sarà dato da

$$\begin{aligned} M_{\max} &= M'_{\max} + M''_{\max} + M'''_{\max} = \text{Kgm. } 168,75 + 1515,62 + 45,000 = \\ &= \text{Kgm. } 1729,37. \end{aligned}$$

Ed essendo la sezione della trave rettangolare ossia

$$\frac{I}{v} = \frac{1}{6} ab^2 = \frac{1}{6} 0,71 b^3,$$

dall'equazione di stabilità

$$M_{\max} = \text{Kgm. } = 1729,37 = \frac{1}{6} 450000 \times 0,71 b^3$$

risulta

$$b = \text{m. } 0,319046 \quad \text{e si assume} \quad b = \text{m. } 0,32$$

$$a = \text{m. } 0,23.$$

La reazione all'appoggio della trave sarà, per quanto si disse.

massima in corrispondenza del muro N_1 ed espressa da

$$\text{Kg. } 1091,25 + 30,00 + \frac{0,32 \times 0,23 \times 600}{2} + \frac{242,50}{2} = \text{Kg. } 1264,58$$

supponendo che il peso dovuto al travicello a_2 graviti tutto sull'appoggio D della trave: e lo sforzo di taglio massimo in corrispondenza di questo appoggio sarà di

$$\frac{\text{Kg. } 1264,58}{230 \times 320} = \text{Kg. } 0,0172 \text{ per mmq.}$$

La lunghezza dell'appoggio della trave sul muro dedotto dall'equazione

$$\frac{1264,58}{230 \times x} = 0,06$$

essendo chilogrammi 0,06 il carico di sicurezza per millimetro quadrato di muratura in mattoni soggetta a compressione, risulterebbe di millimetri 91,6; ma in pratica è da suggerirsi di non scendere per questa dimensione al disotto di metri 0,25 e nel nostro caso, permettendolo le dimensioni del muro terremo quest'appoggio lungo metri 0,30. L'appoggio della trave sul muro è rappresentato dalla figura 20 *a* e *b* della tavola I; per distribuire meglio la pressione sulla muratura in mattoni si fa poggiare la trave sopra un cuscinetto C in pietra da taglio, lasciando poi tutt'attorno alla testa della trave un vano V in cui l'aria può entrare dall'esterno attraverso una lamiera bucata L , e ciò allo scopo d'impedire l'infracidirsi del legno.

Le figure 16 e 17 (*Tav. I*) fanno vedere il modo d'attacco del soffitto al solaio. Il canniccio viene disposto, come si disse, trasversalmente ai travicelli, e per rendere meno pesante la cornice del cassettoni, è ripiegato in corrispondenza dell'appoggio dei travicelli stessi smussando così l'angolo retto che risulterebbe e viene in questi punti attaccato a gatelli G , fissati mediante chiodi coi loro cateti aderenti alle faccie verticali delle travi o delle traverse, ed alle faccie inferiori dei travicelli. E se la cornice fosse troppo pesante si possono inchiodare di questi gatelli contro le travi maestre o le traverse anche fra travicello e travicello, lasciando poi sporgenti chiodi o piccole grappe di ferro onde tenere meglio assicurato il rinzafo al canniccio.

16. **Determinazione del costo del solaio compreso il soffitto ed il pavimento (*)**. — Costo del *tavolato* d'abete dello spessore di metri 0,025 unito a filo piano:

Tavole d'abete, compreso il consumo, per metro quadrato di tavolato, metri quadrati 1,08 a lire 1,45 il metro quadrato	L. 1,57
Chiodi per l'attacco delle tavole ai travicelli chilogrammi 0,225 a lire 0,70	» 0,16
Mano d'opera per la posa del tavolato, giornate di falegname 0,16 a lire 3,50	» 0,56
Pel sollevamento (**).	»
Spese accessorie 0,20 della mano d'opera, circa . . .	» 0,12
	L. 2,41

<i>Costo dell'orditura del solaio:</i> Acquisto del legname, al metro cubo (N. 101 del citato Capitolato)	L. 60,00
Mano d'opera per l'esecuzione degli intagli e la posa in opera dei travicelli e delle travi, giornate di falegname 1,71 (Vedi a pag. 26) a lire 3,50	» 5,99
Per la tiratura in alto, giornate di manovale 0,12 a lire 1,60 »	0,19
Spese accessorie $\frac{1}{20}$ della mano d'opera, circa . . .	» 0,39
	L. 65,57
e per metri cubi 1,10 compreso lo spreco »	73,23

Ora occorrendo per l'orditura:

N. 12 travicelli ordinari	di m. $0,15 \times 0,11 \times 2,55$	quindi mc. 0,505
» 12 » »	» $0,15 \times 0,11 \times 2,65$	» » 0,525
» 7 » »	» $0,15 \times 0,11 \times 2,75$	» » 0,318
» 2 » di fasciatura	» $0,15 \times 0,12 \times 2,80$	» » 0,101
» 2 traverse	» $0,17 \times 0,12 \times 1,86$	» » 0,076
» 2 »	» $0,14 \times 0,10 \times 1,65$	» » 0,046
» 2 travi maestre	» $0,32 \times 0,23 \times 5,75$	» » 0,846
» 100 gatelli circa per l'attacco della cornice dei cassettoni		» 0,125
		Totale mc. 2,542

(*) Il costo di questo solaio viene stabilito in base al Capitolato d'oneri ed alla tariffa dei prezzi per la città di Torino, approvato il 2 luglio 1887.

(**) Vedi nota a pag. 26.

Il costo del legname occorrente per l'orditura sarà di

$$L. 73,23 \times 2,542 = L. 186,15$$

e ragguagliato ad un metro quadrato d'impalcatura misurato al piano

del pavimento $\frac{L. 186,15}{7,50 \times 5,15} = \dots \dots \dots L. 4,82$

Chiodi grandi per impalcatura, n. 34, del peso ognuno di chilogrammi 0,200, quindi del peso complessivo di chilogrammi 7,20 a lire 0,60 importano lire 4,34 e per metro quadrato di solaio $\dots \dots \dots \gg 0,11$

Costo complessivo di un metro quadrato d'orditura del solaio L. 4,93

Costo del pavimento in legno, compresa l'intelaiatura di posa: Tavolette intarsiate come alla figura 22 (*Tav. I*) attaccate con viti ai listelli (N. 1186 del citato Capitolato)

al metro quadrato L. 12,95

Listelli d'abete di sezione metri $0,05 \times m. 0,04$, metri 4,00 per ogni metro quadrato di pavimento a lire 0,10 il metro lineare $\dots \dots \dots \gg 0,40$

Posa in opera dei listelli giornate di falegname n. 0,02 a lire 3,50 $\dots \dots \dots \gg 0,07$

Chiodi per fissare i listelli al tavolato chilogrammi 0,10 a lire 0,70 $\dots \dots \dots \gg 0,07$

Segatura di legname, circa $\dots \dots \dots \gg 0,10$

Costo per metro quadrato di pavimento in legno compresa l'intelaiatura e posto in opera L. 13,59

Costo del soffitto escluse le cornici dei cassettoni:

Canniccio $\dots \dots \dots$ mq. 1,00 a L. 0,22 L. 0,22

Filo di ferro zincato $\dots \dots \dots$ Kg. 0,10 $\gg 1,10 \gg 0,11$

Chiodi $\dots \dots \dots \gg 0,12 \gg 0,70 \gg 0,08$

Malta bastarda $\dots \dots \dots$ mc. 0,020 $\gg 12,00 \gg 0,24$

Malta per arricciatura ed intonaco $\gg 0,005 \gg 13,50 \gg 0,07$

Mano d'opera (N. 488 del citato Capitolato) $\dots \dots \dots \gg 0,52$

Sollevamento del materiale occorrente $\dots \dots \dots \gg \dots$

Spese accessorie 0,20 della mano d'opera $\dots \dots \dots \gg 0,10$

Costo di un metro quadrato di soffitto L. 1,34

Riporto L. 1,34

Costo per metro lineare di cornice per cassettoni in malta bastarda:

Malta bastarda . . . mc. 0,005	a L. 12,00	L. 0,06
Chiodi a grappe . . . Kg. 0,070	» 0,70	» 0,05
Malta fina per intonaco mc. 0,0015	» 13,50	» 0,01
Tiratura col raffetto al metro lineare	» 0,25	» 0,25
Spese accessorie 0,20 della mano d'opera . . .	»	<u>0,05</u>
Costo al metro lineare di cornice		L. 0,42

e per metri 45 $L. 0,42 \times 45 = L. 18,90$.

E ragguagliato ad un metro quadrato di soffitto compreso nella misura anche la fascia dei cassettoni e la fa-

sciatura delle travi maestre $\frac{L. 18,90}{8,10 \times 5,40} = . . . » 0,43$

Costo al metro quadrato di soffitto
comprese le cornici dei cassettoni L. 1,77 (*)

E ragguagliato a un metro quadrato di pavimento

$$\frac{L. 1,77 \times 43,74}{38,63} = L. 2,00.$$

Costo delle staffe e chiavi in ferro:

Chiavi per le travi maestre n. 4 del peso di Kg. 1,300	Kg. 5,200
Bolzoni relativi . . . » 4	» 7,000 » 28,000
Chiavi e bolzoni per travicelli di fasciatura. . . » 4	» 1,800 » 7,200
Staffe di lamiera di ferro per sostegno delle traverse sem- plici . . . » 2	» 0,900 » 1,800
Id. doppie . . . » 2	» 2,00 » <u>4,000</u>
Peso totale Kg. 46,200	

(*) La differenza da questo costo unitario a quello dato dal Capitolato d'onori della città di Torino (N. 776) dipende dal non avere applicati i listelli per l'attacco del soffitto.

che a lire 0,50 importano lire 23,10 e ragguagliato a un metro quadrato di solaio misurato al piano del pavimento

$$\frac{\text{L. } 23,10}{38,63} = \text{L. } 0,60.$$

Riepilogando il *costo per metro quadrato di solaio, pavimento, soffitto*, ecc., misurato al piano del pavimento sarà rappresentato:

Pel tavolato	da L.	2,41
Per l'orditura	»	4,93
Pel pavimento	»	13,59
Pel soffitto	»	1,77
Pei ferramenti	»	0,60
e complessivamente da L.		<u>23,30</u>

ossia il costo totale da

$$\text{L. } 23,30 \times 38,63 = \text{L. } 900,08.$$

17. Spessore complessivo dal piano del soffitto al piano del pavimento, escluse le travi maestre.

Pel soffitto	m.	0,025
Pei travicelli	»	0,150
Pel tavolato	»	0,025
Pei listelli	»	0,040
Pel pavimento	»	0,025
Totale	m.	<u>0,275</u>

c) Solai a travi maestre armate in legno.

18. TEMA. — *La sala rappresentata per metà in pianta dalla figura 24 (Tav. II) e delle dimensioni di metri 12,00 × 7,00 sarà destinata ad aula scolastica e si propone lo studio del solaio in legno che dovrà essere costruito a sostegno del pavimento.*

Per distinguere questo studio di solai in legno da quello fatto precedentemente, supporremo che, per considerazioni di destinazione dell'ambiente inferiore e di decorazione del soffitto sottoposto, si vogliono applicare solo due travi maestre nel senso trasversale della sala ed in modo che il soffitto venga da esse diviso in tre cassettoni

eguali (*Fig. 24 b*) e che inoltre non possa restare visibile inferiormente niun controfisso o tirante d'armatura delle travi maestre e debba invece la faccia inferiore di queste essere perfettamente piana ed orizzontale. A tale scopo le travi maestre alle quali per ragioni di estetica e di economia di spazio non converrà assegnare eccessiva altezza (ciò che sarebbe richiesto per la loro resistenza qualora per esse si assumesse la sezione rettangolare semplice) verranno composte di due travi *T* (*Fig. 24, 36, 37, 38, Tav. II*) disposte orizzontalmente, discoste fra loro metri 0,05 e intagliate nella loro faccia superiore di metri $0,10 \times 0,10$ in modo da ricevere due puntoni *P* ed una chiave *T'* che servono ad armare le due travi *T* rendendole così resistenti agli sforzi cui sono assoggettate come vedremo appresso nello studio di stabilità di queste travi maestre. Le dimensioni delle travi *T* e della chiave *T'* sono metri $0,35 \times 0,25$ cosicchè la larghezza della trave composta risulterà di metri 0,55. Per la regolare disposizione del soffitto inferiormente, le due travi trasversali avranno i loro assi discosti dai muri metri 3,908 e discosti fra loro metri 4,183 cosicchè le larghezze fra vivo e vivo delle travi risulteranno di metri 3,633. I travicelli verranno collocati alla distanza di metri 1,00 da asse ad asse, ed allo scopo di perdere il minor spazio possibile nel senso verticale, fra i travicelli verranno entro appositi intagli (*Fig. 24, 36, 37, Tav. II*) incastrate tavole d'abete verticali dell'altezza di metri 0,21 e dello spessore da metri 0,04 a metri 0,05 discoste fra loro metri 0,50 sulla cui faccia superiore poggerà il tavolato pure d'abete di metri 0,02 di spessore e nella inferiore si attaccheranno i listelli di sostegno del soffitto ottenendo così nello stesso piano orizzontale le faccie inferiori dei listelli e quelle dei travicelli, disposizione questa opportunissima ed economica per l'attacco del soffitto. Sopra il tavolato d'abete verranno chiodati i listelli per la posa del pavimento in legno; e la sonorità verrà anche in questo caso tolta riempiendo lo spazio fra il tavolato ed il pavimento o con segatura di legno o con altra sostanza leggiera; per es., impasto di malta di calce magra e scorie di carbone.

Analisi del peso. — Il peso permanente per metro quadrato del solaio, esclusi i travicelli e le travi maestre, sarà così espresso:

Pavimento in legno	mc. $0,025 \times$	Kg. 800	Kg. 20,00
Tavolato d'abete	» 0,02 \times	Kg. 600	» 12,00

A riportarsi Kg. 32,00

Riparto Kg. 32,00

Tavole verticali fra i travicelli, n. 2 per ogni metro quadrato quindi m. $0,20 \times 2,00 \times 0,05 \times 600$ »	12,00
Segatura di legno circa »	8,00
Listelli di posa del pavimento m. $4,00 \times 0,04 \times 0,06 \times 600$ »	5,76
Soffitto con canniccio compresi i listelli (Pag. 7) »	26,14
	Kg. 83,90
Sovraccarico accidentale »	300,00
	Carico totale Kg. 383,90

19. **Calcolo del travicello.** — Risultando la distanza fra vivo e vivo degli appoggi dei travicelli di metri 3,633, ed essendo di metri 0,15 la lunghezza dell'appoggio dei travicelli sulle travi maestre in corrispondenza del puntone *P* e delle chiavi *T'*, assumeremo come lunghezza dei travicelli per la determinazione dei momenti inflettenti metri $3,633 + 0,15 = m. 3,783$ o meglio per semplicità di calcoli, operando in favore della stabilità uguale a metri 3,80 (*). Ciò posto il carico uniformemente distribuito sul travicello sarà rappresentato da Kg. 383,90 e dal peso proprio del travicello in Kg. $600 \left(\frac{3,70}{24} \right)^2$ 13,50 complessivamente da Kg. 397,40

od in cifra tonda da chilogrammi 400.00.

Per una prima approssimazione nell'assumere le dimensioni trasversali del travicello porremo

$$\frac{1}{8} 400,00 \times 3,80^3 = \frac{1}{6} 500000 \times 0,71 b^3$$

da cui

$$b = m. 0,230 \dots \quad \text{ed} \quad a = 0,71 b = 0,163 \dots$$

assumeremo invece

$$b = m. 0,25 \quad \text{ed} \quad a = m. 0,18.$$

(*) È chiaro che per le dimensioni trasversali delle travi maestre e per la particolare disposizione degli appoggi dei travicelli non sarebbe conveniente, come si è fatto per il caso precedente e come qualche autore suggerisce, considerare in questo caso la distanza fra gli appoggi dei travicelli eguale agli interassi delle travi maestre.

La sezione del travicello corrispondente all'incastro delle tavole resterà la più indebolita e converrà quindi verificare la resistenza del travicello supponendo che una di queste sezioni corrisponda al punto di massimo momento inflettente. Considerando questa sezione (*Fig. 28, Tav. II*) come formata dal rettangolo $abcd$ delle dimensioni di millimetri 250×120 e dei due piccoli rettangoli mn , $m'n'$ delle dimensioni di millimetri 40×30 , l'asse neutro ω passerà pel punto G_0 dell'asse mediano verticale della sezione e dividerà il segmento $G_1 G_2$ (G_1 baricentro del rettangolo $abcd$, G_2 baricentro dei due rettangoli mn , $m'n'$) nel rapporto

$$G_1 G_0 : G_0 G_2 = (2 \times 40 \times 30) : (250 \times 120)$$

e poichè

$$G_1 G_2 = \text{mm. } 125 - 20 = \text{mm. } 105$$

risulta

$$G_1 G_0 = \text{mm. } 7,78 \quad \text{e} \quad G_0 G_2 = \text{mm. } 97,22$$

e si potrà assumere per speditezza di calcolo e senza tema d'errore sensibile

$$G_1 G_0 = \text{mm. } 8 \quad \text{e} \quad G_0 G_2 = \text{mm. } 97,$$

risultando così la distanza della fibra più affaticata dall'asse neutro di millimetri $125 + 8 = \text{mm. } 133$. Il momento d'inerzia I_1 del rettangolo $abcd$ rispetto all'asse ω sarà, espresso in millimetri,

$$I_1 = \frac{1}{12} 120 \times 250^3 + 120 \times 250 \times 8^2 = 158170000$$

il momento d'inerzia I_2 dei due rettangoli mn , $m'n'$ rispetto allo stesso asse ω

$$I_2 = 2 \left(\frac{1}{12} 30 \times 40^3 + 30 \times 40 \times 97^2 \right) = 22901600;$$

risulterà quindi il momento totale I

$$I = I_1 + I_2 = 181071600$$

ed il momento specifico

$$\frac{I}{v} = \frac{181071600}{133} = 1361433.$$

Il momento inflettente massimo, espresso in chilogrammillimetri, essendo dato da

$$\frac{1}{8} 0,400 \times \overline{3800^2} = \text{Kgmm. } 722000$$

lo sforzo unitario massimo cui il travicello viene assoggettato per effetto dell'inflessione sarà dato da

$$\frac{\text{Kgmm. } 722000}{1361433} = \text{Kg. } 0,53 \text{ per mmq.}$$

sforzo che non può certo essere considerato eccessivo quando si abbia cura di scegliere diligentemente il legname. Osserviamo però che qualora si volesse diminuire ancora questo sforzo unitario massimo, basterebbe fare l'intaglio del travicello per l'incastro delle tavole in modo che le faccie dell'incastro parallele all'asse del travicello stesso risultassero invece che verticali, inclinate, come è rappresentato dalle rette punteggiate aa' , bb' della figura 28 (*Tav. II*), tagliando poi a trapezio le tavole che vanno incastrate; od anche basterebbe disporre gli intagli nei travicelli alternati, in modo cioè che due non capitassero mai nella stessa sezione cosicchè fra due travicelli contigui le tavole incastrate non si corrispondessero (*).

Appoggio dei travicelli. — Calcolando la lunghezza dell'appoggio dei travicelli, tanto sulle travi maestre quanto sui muri, coll'applicare l'equazione di stabilità (Pag. 9), risulterebbero per questa valori non pratici; terremo perciò la lunghezza di questi appoggi di metri 0,20 sui muri e metri 0,15 sulle travi, dimensione quest'ultima permessa appunto dalla particolare disposizione dei puntoni che compongono le travi maestre. A rendere poi più solida tutta l'orditura del solaio e per collegare anche fra loro i muri trasversali M , sulle faccie superiori dei travicelli verranno in corrispondenza degli appoggi sulle travi maestre inchiodate delle verghe piatte in ferro f (*Fig. 24 e 37, Tav. II*), ed all'appoggio sul muro applicate piccole chiavi pure di ferro in verga piatta (*Fig. 36 e 37, Tav. II*) formate nella parte immurata e fungente da bolzone da due ripiegature in

(*) Nel caso in cui si facessero gli incastri trapezoidali, basterebbe pel calcolo del momento d'inerzia della sezione risultante del travicello considerare questa come formata dal trapezio $aba'b'$ e dal sottoposto rettangolo (Vedi CANEVAZZI, *Opera citata*, Parte II).

isquadro di larghezza metà della verga piatta tagliata longitudinalmente ed attortigliata per restare meglio impegnata alla muratura.

20. **Travicelli di fasciatura e travicelli zoppi.** — In corrispondenza dei due condotti c esistenti nel muro trasversale (*Fig. 24, Tav. II*) non potendo incastrare il travicello nel muro per tutta la larghezza di metri 0,20, o si può poggiare sulla traversa t (*Fig. 32, 33, 34, Tav. II*) sostenendo questa con apposite staffe ai due travicelli di fasciatura contigui, o meglio ancora si può innalzare sulla ossatura della cornice che si ottiene col fare aggettare successivamente i mattoni come è rappresentato nella figura 33 (*Tav. II*), una piccola lesena l sulla quale si fa poggiare la traversa intagliata a mezzo legno tanto in corrispondenza dell'appoggio dei travicelli zoppi, quanto in corrispondenza dell'appoggio dei travicelli di fasciatura sotto i quali pure si possano elevare partendo dalla cornice piccole lesene l' che sostengono gli estremi della traversa. Con tali disposizioni la traversa non serve che a meglio stabilire l'appoggio del travicello zoppo ed a rendere solidali fra loro le teste dei travicelli; ed i travicelli contigui t' non vengono sollecitati da alcun nuovo carico.

21. **Travi maestre.** — Composte le travi maestre come si è detto a pagina 45, e noti gli sforzi a cui le travi stesse sono assoggettate, risolveremo il problema dell'equilibrio, verificando se le dimensioni assunte garantiscono la stabilità delle travi stesse (*). Per le distanze assunte fra le travi e trascurando l'incastro del travicello nel muro, si può considerare come coincidente il piano di sollecitazione col piano verticale luogo degli assi principali d'inerzia verticali delle sezioni delle travi. Ciò posto ogni trave maestra sarà sollecitata da un carico rappresentato dal peso proprio, uniformemente distribuito pei tratti dagli appoggi all'imposta dei puntoni ed in corrispondenza della chiave Z'' , e variabile con continuità e linearmente in corrispondenza dei puntoni; e da un sistema di carichi concentrati corrispondentemente ai punti d'appoggio dei travicelli. Per semplicità di calcolo ed operando in favore della stabilità, si può praticamente considerare la trave maestra come tutta uniformemente sollecitata da un carico uniforme ed eguale a quello pure uniformemente distribuito nel suo tratto medio in corrispondenza della chiave, intendendo in tal modo di tener calcolo anche del peso del soffitto attaccato alla trave stessa; e dai carichi singolari dovuti all'appoggio dei travicelli.

(*) CANEVAZZI: *Opera citata*, pag. 260, n. 77.

Il peso proprio supposto uniformemente distribuito sulla trave assumendo la densità del legno eguale a 0,7, sarà di

$$\text{Kg. } 700 (2 \times 0,35 \times 0,25 + 0,25 \times 0,25 + 0,05 \times 0,10) = \text{Kg. } 169,75$$

ed in cifra tonda chilogrammi 170.

I carichi concentrati (reazioni agli appoggi dei travicelli) saranno dati da

$$\text{Kg. } 400 \times (3,633 + 0,55) = \text{Kg. } 1673,20$$

ed in cifra tonda chilogrammi 1673, e le reazioni all'appoggio delle travi maestre dovute a questi carichi concentrati saranno di

$$\text{Kg. } 1673 \times 3 = \text{Kg. } 5019.$$

Le due travi maestre poggiano sui due pilastri Q (*Fig. 25 e 36, Tav. II*) e se ne considererà pel calcolo la lunghezza, fra vivo e vivo degli appoggi, di metri 6,00, trascurando gli incastri nei muri. In base quindi alle stabilite ipotesi di carico, il momento inflettente massimo corrispondente alla sezione 4 di mezzo della trave (*Fig. 27, Tav. II*) sarà espresso da

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{1}{8} 170 \times 6^2 + 5019 \times 3,00 - 1673 (2,50 + 1,50 + 0,50) = \\ &= \text{Kgm. } 765,00 + 15057 - 7528,50 = \text{Kgm. } 8293,50. \end{aligned}$$

Per la particolare composizione della trave, non potendo il puntone scorrere rispetto ai longoni T , si potrà per la verifica di resistenza della trave stessa considerare la sezione media come composta dei quattro rettangoli (*Fig. 29, Tav. II*) mn , $m'n'$, pq , rs , di baricentro rispettivamente i punti G_1 , G_2 , G_3 , G_4 ; e dovendo il baricentro della sezione cadere nell'asse verticale di simmetria, se ne potrà determinare la distanza y_0 dal piano della faccia inferiore dei longoni, pigliando rispetto a quest'asse nn' i momenti statici delle dette aree rettangolari in cui si è supposto scomposta la sezione, ossia risolvendo l'equazione

$$y_0 = \frac{\sum \omega y}{\sum \omega}$$

dove ω rappresenta le aree dei diversi rettangoli, ed y le distanze dei

loro baricentri dall'asse nn' . Essendo quindi, espresso in millimetri

pei rettangoli $mn, m'n'$	$\omega_1 = \omega_2 = 250 \times 350$	ed	$y_1 = y_2 = 175$
pel rettangolo pq	$\omega_3 = 250 \times 250$	»	$y_3 = 475$
» rs	$\omega_4 = 50 \times 100$	»	$y_4 = 300$

sarà

$$y_0 = \frac{2 \times 250 \times 350 \times 175 + 250 \times 250 \times 475 + 50 \times 100 \times 300}{2 \times 250 \times 350 + 250 \times 250 + 50 \times 100} = 255$$

e le distanze dei quattro baricentri dall'asse neutro ω risulteranno

pei rettangoli $mn, m'n'$	$g_1 = g_2 = 255 - 175 = 80$
pel rettangolo pq	$g_3 = 475 - 255 = 220$
» rs	$g_4 = 300 - 255 = 45.$

Il momento d'inerzia I della sezione di mezzo della trave rispetto all'asse neutro ω sarà quindi, espresso in millimetri:

pei due rettangoli $mn, m'n'$

$$I'_1 = 2 \left(\frac{1}{12} 250 \times 350^3 + 250 \times 350 \times 80^2 \right) = 2906458334$$

pel rettangolo pq

$$I''_1 = \frac{1}{12} 250 \times 250^3 + 250 \times 250 \times 220^2 = 3350520833$$

pel rettangolo rs

$$I'''_1 = \frac{1}{12} 50 \times 100^3 + 50 \times 100 \times 45^2 = 14291667$$

ed $I = 6271270834$

Essendo poi la distanza v della fibra più affaticata dall'asse neutro di millimetri $220 + 125 = \text{mm.} 345$, sarà per questa sezione di mezzo il momento specifico

$$\frac{I}{v} = \frac{6271270834}{345} = 18177307.$$

Per la particolare forma della trave composta, variando l'altezza del puntone da sezione a sezione, varierà pure il momento resistente; e

poichè i momenti inflettenti massimi relativi, dovuti ai carichi singoli applicati all'appoggio dei travicelli si verificano in corrispondenza dei carichi stessi, determineremo per ognuna di queste sezioni tanto il momento inflettente, quanto il momento specifico in modo analogo a quello indicato per la sezione di mezzo raccogliendo i risultati numerici nel seguente specchio.

Indicazione delle sezioni	Momenti d'inerzia I espressi in millimetri	Momenti specifici $\frac{I}{v}$ espressi in millimetri	Momenti inflettenti espressi in millimetri chilogrammi	Sforzo unitario massimo del materiale per millimetro quadrato	Momenti resistenti per $R = \text{Kg. } 0,5$ per millimetro quadrato
1	1786458333	10208333	2743250	0,268	5104166,50
2	3118509166	12424339	6429250	0,517	(*) 6212169,50
3	6271270834	18177307	8272250	0,455	9088653,50
4	6271270834	18177307	8293500	0,456	9088653,50

La figura 27 (*Tav. II*) rappresenta i diagrammi di variazione delle caratteristiche meccaniche (momenti inflettenti e sforzi taglienti) dovute alle forze sollecitanti le travi maestre. Il diagramma dei momenti resistenti è stato tracciato supponendo che da punto a punto d'applicazione dei carichi singoli questo vari linearmente ciò che realmente non è, ma che praticamente può essere supposto per questo caso particolare. L'area resistente allo sforzo tagliente massimo, in corrispondenza degli appoggi, essendo di millimetri quadrati 175000 lo sforzo di taglio unitario massimo per millimetro quadrato risulterà di

$$\frac{\text{Kg. } (170 + 1673) 3}{175000} = \text{Kg. } 0,0316.$$

La lunghezza dell'appoggio della trave sul muro, calcolato coll'equazione di stabilità

$$170 \times 3,50 + 1673 \times 3 = x \times 500 \times 0,06$$

(*) Come si vede nella sezione 2 risulterebbe il momento inflettente maggiore del momento resistente; ma considerando che si è trascurato l'incastro della trave e che appunto per effetto di questo risulterebbe in questa sezione un valore del momento assai inferiore a quello calcolato si può ritenere garantita la stabilità della trave anche in questa sezione, lo sforzo unitario eccedendo appena il coefficiente di resistenza.

in cui è supposto che i travicelli estremi o le filarole poggiano tutti sopra le riseghe del muro e si è assunto per coefficiente di resistenza del muro alla compressione $R = \text{Kg. } 0,06$ per millimetro quadrato, risulterebbe di millimetri 187; ma si è tenuto invece, a partire dal vivo del pilastro, di millimetri 600, e si sono applicate agli estremi delle travi due chiavi in ferro munite dei relativi bolzoni (*Fig. 36, 37, 40, Tav. II*). Le chiavi vengono per tutto il loro spessore incassate entro le travi e le loro estremità munite di occhielli, che vengono assicurati a chiavarde passanti, sono ripiegate in modo che le teste delle chiavarde non sporgano sulle faccie verticali esterne delle travi orizzontali. La figura 40 (*Tav. II*) fa vedere il modo d'attacco della fascia del soffitto al solaio ottenuto senza bisogno di continuare l'aggetto dei mattoni nell'ossatura della cornice; una tavola verticale s di larghezza metri 0,13 viene chiodata contro una faccia verticale dei travicelli e contro questa tavola è assicurato il canniccio a cui viene applicato il rinzaffo del soffitto. La cornice del soffitto contro le travi maestre verrà applicata come fu indicato a pagina 40.

22. Importo complessivo del solaio, compreso il pavimento ed il soffitto ed escluse le decorazioni (*). — *Costo al metro quadrato del tavolato d'abete:*

Tavole dello spessore di metri 0,02 compreso lo spreco, metri quadrati	
1,08 a lire 1,20	L. 1,30
Chiodi chilogrammi 0,200 a lire 0,80	» 0,16
Mano d'opera per la posa, giornate 0,12 a lire 2,50	» 0,30
Pel sollevamento (Vedi nota a pag. 26)	»
Spese accessorie 0,20 della mano d'opera	» 0,06
	L. 1,82

Costo del tavolato al metro quadrato L. 1,82

Provvista e posa in opera delle tavole incastrate fra i travicelli:

Per ogni metro quadrato di solaio, compreso lo spreco,	
metri $1,76 \times 0,21 \times 1,10 = \text{mq. } 0,41$ a lire 1,40	L. 0,57
Taglio e posa in opera delle tavole (esclusi gli intagli nei travicelli), giornate di falegname di 2 ^a classe n. $0,08 \times$	
$\times 0,41 =$ giornate 0,33 a lire 2,50	» 0,08
Spese accessorie 0,20 della mano d'opera	» 0,02
	L. 0,67

Totale per metro quadrato di solaio L. 0,67

(*) Questo importo verrà stabilito in base al Capitolato d'onori ed alla tariffa dei prezzi per la città di Firenze, in vigore fino dal 1871.

Costo in opera delle travi maestre:

Provvista del legname (abete di Trieste) al metro cubo	L. 60,00
Costruzione e posa della trave armata (Capo VIII, n. 374 del Capitolato) al metro cubo	» 18,00
	Totale L. 78,00

Ora per la composizione delle due travi maestre occorrendo

N. 4 travi delle dimensioni a piè d'opera di metri $7,20 \times 0,35 \times 0,25$	quindi mc. 2,520
» 2 chiavi delle dimensioni a piè d'opera di metri $1,32 \times 0,35 \times 0,25$	» 0,230
» 4 puntoni delle dimensioni a piè d'opera di metri $1,74 \times 0,35 \times 0,25$	» 0,609
	e complessivamente mc. 3,359

il costo delle travi maestre sarà di

$$L. 78,00 \times 3,359 = L. 262,00$$

e ragguagliato a metro quadrato di solaio misurato al piano del pavimento

$$\frac{L. 262,00}{12,00 \times 7,00} = L. 3,12.$$

Costo in opera dei travicelli:

Provvista del legname (abete di Trieste) al metro cubo	L. 60,00
Mano d'opera per la formazione degli intagli e la posa in opera giornate di falegname di seconda classe n. 4,00 a lire 2,5	» 10,00
Spese accessorie $\frac{1}{20}$ della mano d'opera	» 0,50
	L. 70,50
e per metri cubi 0,10 per lo spreco	» 7,05
Costo totale al metro cubo misurato in opera	L. 77,55

Occorrendo poi

Travicelli ordinari n. 18 delle dimensioni di metri $3,95 \times 0,25 \times 0,18$ quindi del volume di	mc. 3,200
Filarole n. 6 delle dimensioni di metri $3,95 \times 0,25 \times 0,09$ quindi del volume di	» 0,523
Traverse n. 2 delle dimensioni di metri $2,10 \times 0,18 \times 0,12$ quindi del volume di	» 0,091
	e complessivamente mc. 3,814

il costo dei travicelli sarà di

$$L. 77,55 \times 3,814 = L. 295,77$$

e ragguagliato a metro quadrato di solaio misurato al piano del pavimento

$$\frac{L. 295,77}{12 \times 7} = L. 3,52.$$

Costo del soffitto (escluse le decorazioni) ():*

Canniccio	mq. 1,00 a	L. 0,22	L. 0,22
Filo di ferro zincato	Kg. 0,10	» 1,10	» 0,11
Chiodi da soffitto	» 0,12	» 0,80	» 0,10
Malta bastarda per rinzafo	mc. 0,02	» 14,00	» 0,28
Malta per arricciatura ed intonaco	» 0,005	» 8,50	» 0,04
Listelli d'abete di centimetri 4 di lato	m. 2,00	» 0,15	» 0,30
Chiodi lunghi pei listelli	Kg. 0,03	» 0,80	» 0,02
Giornate di muratore	0,15	» 2,80	» 0,42
» manovale	0,15	» 1,50	» 0,22
Sollevamento del materiale			»
Spese accessorie 0,20 della mano d'opera			» 0,13

Costo al metro quadrato L. 1,84

e per metri $7 \times 14,00 = \text{mq. } 98,00$ (compreso la fascia dei cassettoni) lire $1,84 \times 98,00 = L. 180,32$; costo, che ragguagliato ad un metro quadrato di solaio misurato al piano del pavimento, diviene di

$$\frac{L. 180,32}{12,00 \times 7,00} = L. 2,15.$$

A cui aggiunto il prezzo delle tavole per la formazione della fascia dei cassettoni corrispondentemente ai muri (*Fig. 35, Tav. II*) supponendo di applicarne una ogni metro di cornice quindi, compreso lo spreco, metri $15 \times 0,12 \times 1,10 = \text{mq. } 1,98$ che a lire 2,80 importano lire 4,64; e quello dei chiodi occorrenti, complessivamente chilogrammi $2 \times L. 0,80 = L. 1,60$, risulta il prezzo del soffitto al metro quadrato di lire 2,24.

(*) Alcuni prezzi elementari notati nelle stime mancano nell'accennato Capitolato.

Costo del pavimento in legno. — Non essendo specificato questo genere di pavimentazione nel Capitolato d'oneri per la città di Firenze, si terrà quello determinato a pagina 42, di lire 13,59 al metro quadrato.

Costo dei ferramenti:

N. 8 chiavi grandi in verga di ferro, di sezione millimetri 40×5, del peso ognuno di chilogrammi 34 Kg.	272,000
» 4 bolzoni per le chiavi grandi formati con quadrone in ferro, di sezione millimetri 35 × 35 lunghi metri 1,00 del peso ognuno di chilogrammi 9,5	» 38,000
» 8 chivarde formate con tondino di diametro millimetri 15 per l'attacco delle chiavi grandi alle travi, del peso ognuna, compreso il dado, di chilogrammi 1,000	» 8,000
» 10 chiavi pei travicelli formate di verga piatta, di sezione millimetri 40×5 e del peso ognuna di chilogrammi 0,700	» 7,000
» 6 verghe piatte chiodate sulle teste dei travicelli all'appoggio sulle travi maestre, di sezione millimetri 40×3, lunghe metri 0,60, del peso ognuna di chilogrammi 0,550	» 3,300
Fasciature in verga piatta di sezione millimetri 30×3,5 alle travi maestre:	
» 4 fasciature estreme del peso ognuna di chilogrammi 1,500	» 6,000
» 4 fasciature a metà dei puntoni del peso ognuna di chilogrammi 2,200	» 8,800
» 4 fasciature all'incastro dei puntoni colle controtravi del peso ognuna di chilogrammi 4,500	» 18,000
» 2 fasciature nel mezzo delle travi del peso ognuna di chilogrammi 2,800	» 5,600
Totale Kg. <u>366,700</u>	

che a lire 0,70 importano lire 256.69; e per metro quadrato di solaio misurato al piano del pavimento

$$\frac{L. 256,69}{84} = L. 3,05.$$

Cosicchè il *prezzo complessivo per metro quadrato* di solaio, compreso il pavimento ed il soffitto ed escluse le decorazioni, risulterà di

$$L. 1,82 + 0,67 + 3,12 + 3,52 + 2,15 + 13,59 + 3,05 = L. 28,02$$

ed il *costo totale* della costruzione sarà di

$$L. 28,02 \times 84 = L. 2353,68.$$

Lo *spessore del solaio* dal piano del soffitto al piano del pavimento, escluse le travi maestre, risulterà di

$$m. 0,025 + 0,25 + 0,02 + 0,04 + 0,025 = m. 0,36.$$

d) *Solai a travi maestre armate con membrature in ferro.*

23. TEMA. — *Studiare un solaio in legno per un opificio industriale di dimensioni metri 15,60 \times 9,00 (Fig. 41, Tav. III).*

Stante la particolare destinazione dell'ambiente pel quale il solaio deve essere costruito, sarà conveniente tenere le travi maestre non molto discoste fra loro, e fisseremo di disporre secondo il lato minore dell'area da coprire sette travi maestre la cui distanza da asse ad asse risulterà di metri 1,95. Le travi verranno armate in ferro mediante due tiranti ed un controfisso applicato in corrispondenza della mezzaria delle travi (Fig. 42, Tav. III). Nel campo fra la prima trave ed il muro trasversale *M*, verrà praticata l'apertura pel passaggio di una piccola scala che supporremo costrutta in modo da non portare alcun peso ulteriore ad affaticare la trave maestra, rendendo indipendente da questa il sostegno della scala stessa. I travicelli ordinari verranno posti alla distanza di metri 0,60 da asse ad asse e poggieranno direttamente sulle travi maestre con unione testa testa ed a mezzo legno; sopra i travicelli verranno collocati tavelloni vuoti in laterizi delle dimensioni di metri 0,60 \times 0,20 \times 0,042 (*) ed il pavimento sarà

(*) Questi tavelloni fabbricati dalla fornace GALOTTI d'Imola e delle dimensioni accennate hanno quattro fori longitudinali (Fig. 44, Tav. III) delle dimensioni di millimetri 37,5 \times 22 risultando così lo spessore delle nervature di millimetri 0,10. La superficie esterna è tutta striata per dar maggior presa alla malta. La resistenza di questi tavelloni alla rottura per inflessione

costrutto in pietrini di cemento posati su letto di sabbia e malta di calce grossolana.

Il *peso* che affatica un metro quadrato di orditura del solaio, supponendo non applicato il soffitto inferiormente, sarà quindi

Pel pavimento	Kg.	40,00
Pel letto di posa dello spessore di 0,04. Kg. 1600 × 0,04	»	64,00
Pel tavellonato	»	42,00
		Carico permanente Kg. 146,00

Il carico accidentale si potrà assumere (Vedi *Manuale COLOMBO*) di » 300,00
 e risulterà così il *carico totale* per metro quadrato di Kg. 446,00

24. Travicelli ordinari. — Supponendo per falsa posizione che l'area della sezione dei travicelli ordinari risulti di metri quadrati $\left(\frac{1,95}{24}\right)^2$ od in cifra tonda di metri $\overline{0,10^2} = \text{mq. } 0,01$, il carico uniformemente distribuito sul travicello sarà per metro lineare di

$$\text{Kg. } 600 \times 0,01 + \text{Kg. } 446 \times 0,60 = \text{Kg. } 273,60$$

fu da noi sperimentata nel gabinetto di meccanica delle costruzioni nella Regia Scuola d'applicazione per gli Ingegneri in Bologna; e dalla media di molte esperienze risultò che per una distanza fra vivo e vivo degli appoggi di metri 0,56 i tavelloni si rompevano sotto uno sforzo applicato nel loro punto di mezzo di chilogrammi 312, corrispondente ad un carico uniformemente distribuito, per l'accennata distanza fra gli appoggi, di

$$\frac{\text{Kg. } 312 \times 2}{0,56} = \text{Kg. } 1114$$

e tenendo il rapporto fra il carico di rottura ed il carico di sicurezza eguale a 10, può ogni tavellone venire assoggettato con sicurezza ad uno sforzo uniformemente ripartito di chilogrammi 111. Il coefficiente di resistenza quindi di questi tavelloni vuoti risulta di

$$\frac{\text{Kg. } 31,2 \times 560}{4} : \frac{1}{12} (200 \times 42^3 - 4 \times 37,5 \times 22^3) = \text{Kg. } 0,083 \text{ per mmq.}$$

ed un metro lineare di tavellonato per una distanza fra vivo e vivo dei travicelli di metri 0,56 può con sicurezza venire assoggettato ad un carico uni-

od in cifra intera chilogrammi 274. E dall'equazione di stabilità

$$\frac{1}{8} 274 \times \overline{1,95^2} = \frac{1}{6} 400000 \times 0,71 b^3 \quad (*)$$

risulta

$$b = m. 0,14 \quad \text{e quindi} \quad a = m. 0,10.$$

Per non indebolire troppo i muri trasversali M_1 ed M_2 cogli incastri di tutti i travicelli, si possono applicare delle traverse (Pag. 30) in modo che vengano alternati i travicelli incastrati e quelli sostenuti dalle traverse. Quando però la lunghezza dell'appoggio di queste traverse sui travicelli di fasciatura risulti per le dimensioni trasversali di questi troppo piccola (inferiore a metri 0,07) allora o per due traverse successive si può fare l'unione di testa ed a mezzo legno, o si possono disporre successivamente due travicelli di fasciatura come è rappresentato nella figura 41 per l'appoggio dei travicelli sul muro M_1 , od infine si possono alternare i travicelli di fasciatura coi travicelli sostenuti dalle traverse, disponendo un'unica traversa continua che può sostenere due o più travicelli (*Fig. 41 e 46, Tav. III*). Qualora poi per ragioni puramente estetiche, si voglia vedere continua inferiormente al solaio la traversa d'appoggio, si può sempre fra due travicelli successivi di fasciatura incastrare un travicello delle dimensioni delle traverse, poggiato anche di pochi centimetri alle sue estremità. Essendo lo sforzo di taglio all'appoggio del travicello di

$$\text{Kg. } \frac{274}{2} \times 1,95 = \text{Kg. } 267,15,$$

formemente ripartito di chilogrammi $111,4 \times 5 = \text{Kg. } 557$, ossia un metro quadrato a

$$\frac{\text{Kg. } 557}{0,56} = \text{Kg. } 995$$

od in cifra tonda a chilogrammi 1000 per metro quadrato di solaio. Ma osserviamo che difficilmente nelle costruzioni dei solai si limita l'appoggio di questi tavelloni a soli metri 0,02 per cui il carico che essi possono sopportare con sicurezza è ancora assai superiore all'accennato.

(*) Per solai destinati ad opifici per macchine è da suggerirsi di tener basso il coefficiente di resistenza del materiale impiegato nella costruzione della loro orditura, e ciò per tener in qualche modo calcolo delle vibrazioni cui il materiale stesso può venire sottoposto.

e supponendo di assumere per le traverse le stesse dimensioni trasversali dei travicelli ordinari, metri $0,14 \times 0,10$, e di eseguire l'unione a mezzo legno intagliando la traversa per metri $0,06$ e quindi la testa del travicello da essa sostenuto di metri $0,08$, lo sforzo unitario massimo del materiale in corrispondenza alla mezzaria della traversa e dovuto all'inflessione di questa, sarà di

$$\frac{\text{Kg. } 267,15}{2} \times 0,30 : \frac{1}{6} 0,10 \times \overline{0,08^2} = \text{Kg. } 376188 \text{ per mq.}$$

Lo sforzo di taglio unitario all'appoggio del travicello sulla traversa di

$$\frac{\text{Kg. } 267,15}{0,10 \times 0,06} = \text{Kg. } 44525 \text{ per mq.};$$

all'appoggio della traversa, supponendo le teste di questa intagliate di metri $0,08$, e trascurandone il peso proprio, di

$$\frac{\text{Kg. } 44525}{2} = \text{Kg. } 22263 \text{ per mq.};$$

all'appoggio del travicello di fasciatura sostenente alle estremità due traverse successive od in un punto intermedio una traversa continua, di

$$\frac{\text{Kg. } 267,15 \times 2}{0,10 \times 0,08} = \text{Kg. } 66788.$$

Se invece si considera la traversa incastrata agli estremi, costruendola continua, poichè il momento inflettente massimo nei punti di mezzo ed alle estremità sostenute dai travicelli di fasciatura risulta di

$$\frac{\text{Kg. } 267,15}{8} \times 0,60 = \text{Kgm. } 21,04,$$

sarà lo sforzo unitario massimo dovuto all'inflessione, ed in corrispondenza dell'incastro di

$$\frac{\text{Kgm. } 21,04 \times 6}{0,10 \times \overline{0,06^2}} = \text{Kg. } 350678 \text{ per mq.}$$

mentre nei punti d'appoggio dei travicelli sarà solo di

$$\frac{\text{Kgm. } 21,04 \times 6}{0,10 \times 0,08^2} = \text{Kg. } 197250.$$

Tenuto quindi calcolo di questi sforzi unitari del materiale, molto inferiori ai carichi di sicurezza, si può, trascurando l'errore che si commette col considerare uniforme la sezione di tutta la trave, applicare per queste traverse la stessa qualità di legno usato per travicelli ordinari.

25. **Travicelli corrispondenti all'apertura della scala.** — Le due traverse t' (*Fig. 41, Tav. III*) sono sollecitate dal peso proprio uniformemente distribuito e che potrassi assumere per approssimazione di chilogrammi $600 \times 0,15^2 = \text{Kg. } 14$ per metro lineare, e dai quattro carichi eguali concentrati nei punti d'appoggio dei travicelli zoppi z , rappresentati ognuno da

$$\text{Kg. } 446 \times 0,60 \times 0,33 = \text{Kg. } 88,31$$

che in cifra tonda possiamo assumere di chilogrammi 90, comprendovi per approssimazione il peso proprio dei travicelli zoppi. Il momento inflettente massimo corrisponde al punto di mezzo della traversa ed è espresso da

$$\begin{aligned} & \frac{\text{Kg. } 14 \times 3,00^2}{8} + \text{Kg. } 90 (2 \times 1,50 - 0,90 - 0,30) = \\ & = \text{Kgm. } 15,75 + 162,00 = \text{Kgm. } 177,75 \end{aligned}$$

e l'altezza della traversa dedotta dall'equazione di stabilità

$$\text{Kgm. } 177,75 = \frac{1}{6} 400000 \times 0,71 b^3$$

risulterebbe di metri 0,1554; perciò assumeremo come dimensioni della sezione retta

$$b = \text{m. } 0,16 \quad \text{ed} \quad a = \text{m. } 0,12.$$

L'unione dei travicelli zoppi z alle traverse t' si farà a dente come è rappresentato nella figura 52 (*Tav. III*) in sezione sull'asse del

travicello zoppo ed in vista della parte interna dell'apertura per la scala. Essendo il momento inflettente massimo nella sezione corrispondente all'appoggio dei travicelli zoppi espresso da

$$\text{Kg. } 162,00 + \text{Kg. } 14 \times 1,50 \times 1,20 - \text{Kg. } \frac{14}{2} \times \overline{1,20^2} = \text{Kgm. } 172,92,$$

il momento d'inerzia della sezione resistente dato da

$$\frac{1}{12} \times 0,12 (\overline{0,16^3} - \overline{0,06^3}) = 0,0000388$$

ed il momento specifico

$$\frac{I}{v} = \frac{0,0000388}{0,08} = 0,000485,$$

risulterà in questa sezione lo sforzo massimo del materiale di

$$\frac{\text{Kgm. } 172,92}{0,000485} = \text{Kg. } 356536 \text{ per mq.}$$

La reazione all'appoggio della traversa sarà di

$$\text{Kg. } 14 \times 1,50 + \text{Kg. } 90 \times 2 = \text{Kg. } 201.$$

Pei *travicelli di fasciatura t* si assumeranno le dimensioni trasversali di metri $0,14 \times 0,14$ per tenere la stessa altezza dei travicelli ordinari e per potere su essi appoggiare la soglia in legno ed i tavelloni costituenti il letto del solaio. Eseguendo l'unione della traversa *t'* a questi travicelli di fasciatura come è rappresentato nella figura 45 (*Tav. III*), lo sforzo massimo del materiale nel travicello di fasciatura in corrispondenza della sezione d'incastro, essendo il peso uniformemente distribuito sul travicello di

$$\text{Kg. } 600 \times \overline{0,14^2} + 446 \times 0,30 = \text{Kg. } 145,56$$

od in cifra intera di chilogrammi 146, ed i due carichi concentrati corrispondenti all'appoggio delle traverse di chilogrammi 201, e

quindi in questa sezione il momento inflettente dato da

$$\frac{\text{Kg. } 146 \times 1,95}{2} - \frac{14,00 \times 0,66^2}{2} + 201,00 \times 0,66 = \text{Kgm. } 194,81,$$

sarà espresso da

$$\frac{\text{Kgm. } 194,81 \times 6}{0,14^3 - 0,06^3} = \text{Kg. } 77061 \text{ per mq.}$$

Pei *travicelli zoppi* z si terranno, per uniformità di costruzione nell'orditura del solaio, le stesse dimensioni dei travicelli ordinari. La soglia dell'apertura per la scala verrà formata con travicelli sovrapposti e chiodati alle traverse ed ai travicelli di fasciatura, aventi le loro faccie superiori nello stesso piano del pavimento, e la loro faccia corrispondente all'interno dell'apertura sarà terminata con cordone e listello come è rappresentato nelle figure 46 e 52 (*Tav. III.*).

26. Travi maestre. — La trave maestra T_1 , sulla quale poggiano i travicelli corrispondenti all'apertura dell'ascensore risulta meno affaticata delle altre tre e potrebbe essere calcolata separatamente e nel modo che indicheremo appresso; siccome però per la particolare disposizione del carico risulterebbero poco differenti gli sforzi che in essa si verificano, da quelli che si calcoleranno per le altre travi, così, e per uniformità di costruzione del solaio, e per non avere, per minime differenze che potessero risultare nelle dimensioni delle diverse membrature, da dover preparare pezzi speciali, ciò che è anche spesso contrario alle buone regole dell'economia, terremo per questa trave le stesse dimensioni che risulteranno dal calcolo di stabilità delle altre sei.

Determinazione delle forze esterne. — Le travi maestre sono sollecitate dal peso proprio uniformemente distribuito e da un sistema di carichi concentrati corrispondentemente all'appoggio dei travicelli. Nel calcolo di stabilità si dovrebbero quindi considerare separati questi due sistemi di forze, sommare gli effetti dovuti ad entrambi e cercare poi il valore massimo delle espressioni rappresentanti questa somma. Questo metodo che renderebbe molto complicato il processo di calcolo dovendo, per la discontinuità delle espressioni analitiche dipendente dai carichi singolari, procedere per tentativi alla ricerca dei massimi assoluti, condurrebbe poi a risultati che non differirebbero praticamente da quelli che si ottengono col sostituire alla somma dei carichi concentrati un carico equivalente uniformemente distribuito su tutta la lunghezza della trave. Noi quindi supporremo verificata questa ipotesi di carico uniformemente distribuito e rappresentato:

Pel peso proprio della trave, stabilito per falsa posizione,
da $600 \times 0,35^3 = \dots \dots \dots$ Kg. 73,50

Per quello dovuto all'appoggio dei travicelli da
 $\frac{\text{Kg. } 535 \times 14}{8,70} = \dots \dots \dots$ 861,00

ossia da un carico uniformemente distribuito per metro
lineare di $\dots \dots \dots$ Kg. 934,50

od in cifra intera da chilogrammi 935.

Assumendo di metri 0,80 la lunghezza teorica del controfisso, ossia la distanza fra l'asse della trave e l'asse del tirante nel punto di mezzo della trave stessa, e costruendo l'armatura della trave in modo che l'asse del tirante incontri l'asse della trave sulla verticale pel vivo dell'appoggio, che assumeremo come appoggio teorico, chiamando β , l'angolo che formano fra loro questi due assi sarà

$$\cos \beta = \frac{4,35}{\sqrt{4,35^2 + 0,80^2}} = 0,98351$$

$$\text{tang } \beta = \frac{0,80}{4,35} = 0,18391$$

$$\text{sen } \beta = 0,98351 \times 0,18391 = 0,18088.$$

Le due reazioni agli appoggi della trave saranno date da

$$\text{Kg. } 935 \times \frac{8,70}{2} = \text{Kg. } 4067,25.$$

Soluzione I. — Se si considera la trave armata come sostenuta in tre punti fissi *A, B, C* (*Fig. 54, Tav. III*) trascurando l'elasticità del materiale (*), dalla risoluzione dell'equazione dei tre momenti

$$M_1 l_1 + 2 M_2 (l_1 + l_2) + M_3 l_2 + \frac{1}{4} (p_1 l_1^3 + p_2 l_2^3) = 0$$

in cui si ponga

$$M_1 = M_3 = 0, \quad l_1 = l_2 = l' = \frac{l}{2} = \text{m. } 4,35, \quad p_1 = p_2 = p = \text{Kg. } 935,$$

si ricava

$$M_2 = \frac{1}{32} p l^2;$$

(*) CURIONI, *Resistenza dei materiali*, pag. 519.

e le reazioni R_1 , R_2 , ed R_3 rispettivamente sugli appoggi A , C , B sono rappresentate da (*)

$$R_1 = \frac{3}{16} pl = \frac{3}{16} 935 \times 8,70 = \text{Kg. } 1525,22$$

$$R_2 = \frac{10}{16} pl = \frac{10}{16} 935 \times 8,70 = \text{ » } 5084,06$$

$$R_3 = \frac{3}{16} pl = \frac{3}{16} 935 \times 8,70 = \text{ » } 1525,22$$

e per controllo $\text{Kg. } 935 \times 8,70 = \text{Kg. } 8134,50$

La tensione T esercitata nel tirante t , supposto non elastico, per effetto del controfisso sarà rappresentata dalla componente secondo questo tirante dello sforzo verticale cui è soggetto il controfisso, essendo l'altra componente il tirante t' (*Fig. 54, Tav. III*) ossia sarà

$$T = \frac{1}{2} 5084,06 \times \frac{1}{\text{sen } \beta} = \frac{5084,06}{2 \times 0,18088} = \text{Kg. } 14054.$$

e la componente normale N alle sezioni della trave avrà per valore

$$N = \frac{1}{2} 5084,06 \times \frac{1}{\text{tang } \beta} = \frac{5084,06}{2 \times 0,18391} = \text{Kg. } 13822.$$

Il massimo sforzo unitario cui è soggetto il materiale nella trave in legno AB si verificherà nel punto in cui risulta massimo il momento inflettente e sarà espresso da

$$R_{\max} \leq \frac{N}{\Omega} \pm M_{\max} \frac{\nu}{I}$$

essendo al solito $\frac{\nu}{I}$ la reciproca del momento specifico, ed Ω l'area costante della sezione. Ora per una sezione distante x dall'appoggio A il momento inflettente risulta espresso da

$$M = R_1 x - Tx \text{ sen } \beta - \frac{1}{2} p x^2$$

(*) CANEVAZZI, *Opera citata*, pag. 270.

espressione che ha il suo valore massimo nel punto d'ascissa

$$x = \frac{R_1 - T \operatorname{sen} \beta}{p}$$

ossia, sostituendo ai simboli i valori numerici noti, nel punto d'ascissa

$$x = \frac{4067,25 - 2542,03}{935} = \text{m. } 1,63$$

ed in questo punto il valore del momento inflettente risulta

$$M_{\text{max}} = 1,63 (\text{Kg. } 4067,25 - 2542,03 - \frac{1}{2} 935 \times 1,63) = \text{Kgm. } 1244.$$

Nella sezione di mezzo corrispondente all'appoggio sul controfisso il valore del momento inflettente è dato da

$$4,35 (4067,25 - 2542,03 - \frac{1}{2} 935 \times 4,35) = - \text{Kgm. } 2211,45.$$

Dimensioni della trave. — Riuscendo maggiore il valore del momento inflettente negativo in corrispondenza dell'appoggio sul controfisso, del massimo valore della funzione che rappresenta il momento in un punto qualunque del tratto AC di trave, lo sforzo unitario massimo del materiale sarà rappresentato da

$$\frac{\text{Kg. } 13822}{\Omega} + \frac{\text{Kgm. } 2211,45, v}{I}$$

dove, per una sezione rettangolare di lati b ed a ,

$$\Omega = ab = 0,71 b^2 \quad \frac{v}{I} = \frac{6}{ab^2} = \frac{6}{0,71 b^3}$$

ossia, sostituendo questi valori ai simboli, risulta il lavoro massimo del materiale, espresso da

$$\frac{\text{Kg. } 13822}{0,71 b^2} + \frac{\text{Kgm. } 2211,45 \times 6}{0,71 b^3}.$$

Se si stabilisce il limite dei carichi permanenti a cui si vuole

assoggettare l'unità di superficie della sezione, basta porre questa espressione eguale a questo limite e risolvere l'equazione di terzo grado che ne risulta (*); oppure si può per tentativi stabilire il valore di b in modo che risulti lo sforzo unitario eguale od inferiore al carico di sicurezza. Se si assume $b = m.0,40$ (e quindi $a = m.0,29$), risulta lo sforzo unitario massimo a cui viene assoggettata la trave in legno, di chilogrammi 413642 per metro quadrato. L'area da assegnarsi al tirante perchè resista con sicurezza alla tensione in esso esercitata, assumendo di chilogrammi 8 per millimetro quadrato il coefficiente di resistenza, dovrà essere di

$$\frac{14054}{8} = \text{mmq. } 1757$$

la quale area può essere ottenuta applicando due tiranti di sezione circolare del diametro ognuno di millimetri 33,44, disponendo poi questi tiranti come è rappresentato nelle figure 47 e 50 (*Tav. III*)

Soluzione II. — Se invece di considerare fisso l'appoggio intermedio lo si considera come un *appoggio elastico*, tenendo calcolo delle deformazioni subite dal tirante e dalla trave per effetto dell'elasticità loro, varieranno naturalmente i valori delle forze esterne a cui sono soggette le diverse sezioni della trave e potranno questi valori essere determinati esattamente applicando, per esempio, il teorema del generale MENABREA o del CASTIGLIANO (**) sul lavoro di deformazione. Trascurando quindi lo sforzo di taglio che non ha alcuna influenza sull'elasticità dell'appoggio intermedio, l'espressione del lavoro di deformazione resta

$$L = \frac{1}{2} \int \left(\frac{M^2}{EI} + \frac{N^2}{EA} \right) dx.$$

Dove, indicando con T' la tensione incognita del tirante, e con R , la reazione verticale all'appoggio $= \frac{pl}{2} = \text{Kg. } 4067,25$ (pag. 64), per una sezione qualunque distante x dall'appoggio, sarà

$$M = R_1 x - T' x \text{ sen } \beta - \frac{1}{2} p x^2$$

$$N = T' \text{ cos } \beta = 0,98351 T'$$

(*) HEIS, *Esempi e quesiti di aritmetica ed algebra*, ecc., Torino, 1889, pag. 336.

(**) CANEVAZZI, *Opera citata*, pag. 116 e 259.

e se si assume la sezione trasversale della trave di metri $0,40 \times 0,29$, sarà

$$A, \text{ area della sezione} = m. 0,40 \times 0,29 = mq. 0,116$$

$$I, \text{ espresso in metri} = \frac{1}{12} 0,29 \times \overline{0,40^3} = 0,00155$$

$$\frac{I}{v} \quad \text{»} \quad \text{»} \quad = \frac{1}{6} 0,29 \times \overline{0,40^2} = 0,00773 (*).$$

Tenendo conto della simmetria di forma e di carico della trave ed essendo i valori di E ed I costanti per tutte le sezioni, l'espressione del lavoro di deformazione per la trave in legno potrà anche scriversi

$$\begin{aligned} L &= \frac{2}{2 E I} \int_{\alpha=0}^{\alpha=\frac{l}{2}} M^2 d\alpha + \frac{2 \times \frac{l}{2}}{2 E A} N^2 = \\ &= \frac{2}{2 \times 0,00155 E} \int_{\alpha=0}^{\alpha=4,35} \left(R_1 \alpha - T'' \alpha \operatorname{sen} \beta - \frac{1}{2} p \alpha^2 \right)^2 d\alpha + \frac{2 \times 4,35}{2 \times 0,116 E} \times \\ &\times 0,98351^2 T''^2 = \frac{2}{2 \times 0,00155 E} \int_{\alpha=0}^{\alpha=4,35} \left(R_1^2 \alpha^2 + T''^2 \alpha^2 \operatorname{sen}^2 \beta + \frac{1}{4} p^2 \alpha^4 + \right. \\ &\left. + p T'' \alpha^3 \operatorname{sen} \beta - R_1 p \alpha^3 - 2 R_1 T'' \alpha^2 \operatorname{sen} \beta \right) d\alpha + \frac{1}{2 E} 72,54 T''^2. \end{aligned}$$

Eseguendo l'integrazione, e trascurando i termini che non contengono come fattore T'' , perchè non figurerebbero nell'espressione della derivata del lavoro di deformazione, derivata presa rispetto alla

(*) In questa seconda soluzione consideriamo il problema del costruttore come dato sotto la forma (b) esposta dal Professore CANEVAZZI nella sua *Mec- canica applicata alle costruzioni* a pagina 260. Non si potrebbe risolvere il problema determinando le dimensioni, date le forze esterne, inquantochè si giungerebbe ad una equazione finale con due incognite, l'altezza della trave, supponendo fisso il rapporto fra i lati della sezione retta, ed il diametro del tirante.

forza T'' , il valore indefinito dell'integrale risulterà

$$T''^2 \frac{x^3}{3} \operatorname{sen}^2 \beta + T'' \left(\frac{1}{4} p x^4 \operatorname{sen} \beta - \frac{2}{3} R_1 x^3 \operatorname{sen} \beta \right);$$

e passando ai limiti, fra $x=0$ ed $x=4,35$ e sostituendo ai simboli p , R_1 e $\operatorname{sen} \beta$ i valori noti, diventa il valore dell'integrale

$$0,8977 T''^2 - 25232 T''$$

ossia

$$\begin{aligned} \frac{2}{2EI} \int_{x=0}^{x=4,35} M^2 dx &= \frac{1}{2E} \times 1290,32 (0,8977 T''^2 - 25232 T'') = \\ &= \frac{1}{2E} (1158,32 T''^2 - 32557353 T''). \end{aligned}$$

Il lavoro di deformazione del tirante chiamando con E' il modulo di elasticità del ferro e con A' l'area nota della sezione, è dato da

$$2 \frac{\sqrt{4,35^2 + 0,80^2}}{2E'A'} T''^2 = \frac{1}{2E'} \cdot \frac{2 \times 4,42295}{0,001757} T''^2 = \frac{1}{2E'} 5034,66 T''^2$$

e poichè il rapporto fra il modulo d'elasticità del ferro e quello del legno si può assumere eguale a 15 (*), il lavoro di deformazione del tirante espresso in funzione del modulo d'elasticità del legno diventa

$$\frac{1}{2E} \cdot \frac{5034,66}{15} = \frac{1}{2E} 335,65 T''^2.$$

Il lavoro di deformazione di tutto il sistema, dovuto alla inflessione ed alla compressione della trave in legno ed alla tensione del tirante, sarà rappresentato dalla somma

$$\frac{1}{2E} (1158,32 T''^2 - 72,54 T''^2 + 335,65 T''^2 - 32557353 T'')$$

e per il teorema del MENABREA, dovendo quest'espressione del lavoro di deformazione essere un minimo, basterà, per avere il valore della

(*) Il modulo d'elasticità del ferro varia da 15000 a 25000 per millimetro quadrato di sezione; quello del legno da 700 a 1400 (Vedi *Manuale COLOMBO*)

tensione incognita del tirante, eguagliare a zero la derivata rispetto a T' dell'espressione stessa, e risulterà, in cifra intera,

$$T' = \frac{32557353}{3133,02} = \text{Kg. } 10392.$$

Lo sforzo unitario massimo di tensione nel tirante sarà quindi di

$$\frac{\text{Kg. } 10392}{1757} = \text{Kg. } 5,91 \text{ per mmq.}$$

Per la trave in legno il momento inflettente massimo positivo verificandosi nel punto d'ascissa

$$x = \frac{R_1 - T' \sin \beta}{p} = \frac{4067,25 - 10392 \times 0,18088}{935} = \text{m. } 2,34$$

(Vedi pag. 66), ed in questo punto avendo il valore

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \text{Kg. } 4067,25 \times 2,34 - 1879,71 \times 2,34 - \frac{1}{2} 935 \times 2,34^2 = \\ &= \text{Kgm. } 2556,94 \end{aligned}$$

lo sforzo unitario massimo a cui viene assoggettato il legno nella sezione corrispondente a questo massimo valore del momento risulta (Pag. 65)

$$\frac{\text{Kg. } 10392 \times 0,98351}{0,116} + \frac{2556,94}{0,00773} = \text{Kg. } 418890,30 \text{ per mq.}$$

Il valore del momento inflettente nel punto di mezzo della trave è dato da

$$\begin{aligned} M &= \text{Kg. } 4067,25 \times 4,35 - 1879,71 \times 4,35 - \frac{1}{2} 935 \times 4,35^2 = \\ &= \text{Kgm. } 670,71. \end{aligned}$$

Effetti dovuti alle variazioni di temperatura. — Variando la temperatura, varia anche la tensione del tirante e quindi il lavoro del materiale nelle diverse sezioni della trave, espresso appunto in funzione anche di questa tensione. Tale variazione di temperatura può

influire sensibilmente solo nel tirante in ferro, e può quindi trascurarsi l'effetto di essa tanto per la trave in legno quanto pel contro-fisso. Se si indica con $\pm t$ il salto di temperatura cui può andar soggetto il tirante, ossia la differenza fra la temperatura media alla sua posa in opera e quella massima o minima raggiunta dall'ambiente, e se si assume per coefficiente di dilatazione del ferro il valore 0,0000122, l'allungamento subito da tutto il tirante per tale variazione di temperatura sarà di

$$\pm m. 4,423 \times 2 \times 0,0000122 t = m. 0,000108 t$$

ed il lavoro di deformazione dovuto a questa variazione di temperatura (*) sarà espresso da $0,000108 t T$. Il lavoro totale di deformazione, tenuto calcolo anche di una variazione t di temperatura, sarà quindi dato dalla somma

$$\frac{1}{2E} (1566,51 T^2 - 32557353 T) \pm 0,000108 t T$$

ed eguagliando a zero la derivata rispetto a T di questa espressione, risulta, assumendo come modulo di elasticità $E = 1000000000$ per metro quadrato,

$$T = 10392 \mp 68,94 t,$$

dove il segno — vale per gli aumenti e il segno + per le diminuzioni di temperatura.

Supponendo ora impiegato il materiale alla temperatura media di $+15^\circ$; e le due temperature massima e minima che può raggiungere l'ambiente rispettivamente di $+35^\circ$ e -5° , sarà il salto di temperatura $t = \pm 20^\circ$. Se la temperatura sale a $+35^\circ$ diventa

$$T = \text{Kg. } 10392 - 1378,80 = \text{Kg. } 10013.$$

Lo sforzo unitario massimo di tensione nel tirante sarà quindi di

$$\frac{\text{Kg. } 10013}{1757} = \text{Kg. } 5,7 \text{ per mmq.}$$

(*) CANEVAZZI, *Opera citata*, pag. 105.

La compressione unitaria nelle varie sezioni della trave, dovuta alla componente normale sarà di

$$\frac{\text{Kg. } 10013 \times 0,98351}{0,116} = \text{Kg. } 84896 \text{ per mq.}$$

La sezione in corrispondenza della quale si verifica il massimo momento inflettente avrà per ascissa

$$x = \frac{4067,25 - 1811,15}{935} = \text{m. } 2,41$$

ed il valor massimo del momento sarà

$$M_{\max} = 2,41 \left(4067,25 - 1811,15 - \frac{935}{2} 2,41 \right) = \text{Kgm. } 2721,91.$$

Lo sforzo unitario massimo dovuto all'inflessione sarà di

$$\frac{\text{Kg. } 2721,91}{0,00773} = \text{Kg. } 352123 \text{ per mq.}$$

e lo sforzo unitario totale di

$$\text{Kg. } 352123 + 84896 = \text{Kg. } 437019 \text{ per mq.}$$

Se la temperatura scende a -5° sarà

$$T = \text{Kg. } 10392 + 1378,80 = \text{Kg. } 11771.$$

Lo sforzo unitario massimo di tensione a cui viene assoggettato il tirante è di

$$\frac{\text{Kg. } 11771}{1757} = \text{Kg. } 6,70 \text{ per mmq. } (*)$$

(*) A questo sforzo massimo si dovrebbe aggiungere quello dovuto al peso del controfisso che, supposto di chilogrammi 100, produrrebbe una tensione di

$$\frac{\text{Kg. } 100}{2 \times \sin \beta} = \frac{\text{Kg. } 50}{0,18088} = \text{Kg. } 277;$$

nonchè quello dovuto al peso proprio del tirante di

$$\frac{\text{Kg. } 68}{2 \times 0,18088} = \text{Kg. } 188;$$

cosicchè la tensione massima del tirante tenendo calcolo di questi pesi propri delle membrature resistenti sarebbe di chilogrammi 12236.

La sezione a cui corrisponde il momento massimo ha per ascissa

$$x = \frac{4067,25 - 11771 \times 0,18088}{935} = m. 2,07$$

ed il valore del momento in questa sezione è

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 2,07 \left(\text{Kg. } 4067,25 - 11771 \times 0,18088 - \frac{1}{2} 935 \times 2,07 \right) = \\ &= \text{Kgm. } 2008,72. \end{aligned}$$

Il massimo sforzo unitario di compressione a cui è assoggettata la trave in legno diventa quindi di

$$\begin{aligned} \frac{\text{Kg. } 11771 \times 0,98351}{0,116} + \frac{\text{Kg. } 2008,72}{0,00773} &= \text{Kg. } 99797 + 259861 = \\ &= \text{Kg. } 359658 \text{ per mq.} \end{aligned}$$

Per determinare le dimensioni della vite all'estremità del tirante, si terrà calcolo della tensione massima di chilogrammi 11771 cui è soggetto il tirante alla temperatura di -5° , ossia di chilogrammi 5886 per ogni tirante. Fissando la larghezza del pane della vite di millimetri 3 ed il passo pure di millimetri 3, lo sviluppo di una spira sarà

$$\sqrt{33,44^2 \times \pi^2 + 3^2} = \text{mm. } 105,10$$

e l'area resistente di

$$\text{mm. } 105,10 \times 3 = \text{mmq. } 315,30;$$

ed assumendo il coefficiente di resistenza allo sforzo tagliante di chilogrammi 5 per millimetro quadrato, una spira presenterà una resistenza di chilogrammi $5 \times 315,30 = \text{Kg. } 1576,50$. Perchè la vite resista quindi con sicurezza allo sforzo tagliante occorreranno

$$\frac{5886}{1576,50} = n. 4 \text{ spire}$$

quindi un'altezza del dado di almeno millimetri $6 \times 4 = 24$; si terrà invece, secondo le regole del REULEAUX, di millimetri 34,50 ossia

eguale al diametro del tirante. La figura 51 (*Tav. III*) rappresenta il particolare della vite; e, come vedesi, si è applicato un secondo dado di arresto, d'altezza eguale a millimetri 23.

Controffisso. — La figura 48 (*Tav. III*) rappresenta il particolare del controffisso in ghisa; e le figure 48 e 49, in iscala maggiore, le sezioni secondo le *ab* e *cd*. Per la sezione *ab* (*Fig. 49*) il momento d'inerzia rispetto all'asse *xx* è dato in millimetri da

$$I = 2 \frac{1}{12} (30 \times 120^3 + 35 \times 30^3 + 35 \times 20^3) = 8844166.$$

Lo sforzo capace di inflettere il controffisso, supponendolo appoggiato al centro della base e affaticato in punta da una forza diretta secondo il suo asse e pure applicata al centro di gravità della sezione estrema, è dato da

$$P = \pi^2 \frac{EI}{l^2} = \frac{9,86 \times 10060 \times 8844166}{360000} = \text{Kg. } 2423410,$$

valore questo assai superiore a quello cui è assoggettato per compressione il controffisso e rappresentato da

$$\text{Kg. } 11771 \times 2 \times 0,18088 = \text{Kg. } 4258,26.$$

Lo sforzo unitario massimo dovuto alla semplice compressione risulta nella sezione *cd* (*Fig. 48, Tav. III*) di

$$\frac{\text{Kg. } 4258,26}{2 \times 30 \times 60 + 30 \times 30} = \text{Kg. } 0,8 \text{ per mmq.}$$

Appoggio della trave. — Le figure 50 *a, b, c, d, e* (*Tav. III*) rappresentano in vista, pianta e sezioni i particolari della scatola di ghisa per l'attacco dei tiranti; la testa della trave è venuta intagliata inferiormente in modo che il piano della sua faccia inferiore per comodità d'appoggio coincida col piano d'appoggio della scatola in ghisa. Superiormente la scatola è rimasta intagliata in modo da permettere l'applicazione di una chiave in ferro sulla faccia superiore della trave; e l'appoggio lungo metri 0,42 viene fatto su un parallelepipedo di pietra calcare per distribuire meglio la pressione sulla muratura in mattoni (*).

(*) Si disse a pagina 63 che la trave maestra corrispondente al campo in cui capita l'apertura della scala dovevasi calcolare diversamente dalle altre travi

27. Computo metrico.

a) *Provvista del legname per l'orditura del solaio.*

N. 122	travicelli delle dimensioni di m. 1,95 × 0,14 × 0,10	mc. 3,331
» 16	» » » » 2,10 × 0,14 × 0,10	» 0,470
» 2	traverse corrispondenti alla apertura della scala . . . »	3,00 × 0,16 × 0,12 » 0,115
» 2	travicelli di fasciatura della scala »	2,15 × 0,14 × 0,14 » 0,084
» 6	travicelli zoppi »	0,70 × 0,14 × 0,10 » 0,059
» 2	» » »	0,50 × 0,14 × 0,10 » 0,014
» 4	traverse d'appoggio dei tra- vicelli »	1,30 × 0,14 × 0,10 » 0,073
» 4	» » » » »	2,50 × 0,14 × 0,10 » 0,140
» 2	soglie all'apertura per la scala »	1,00 × 0,12 × 0,10 » 0,024
» 2	» » » » »	3,14 × 0,12 × 0,08 » 0,060
		mc. 3,370

Per lo sfraso si può computare il 4 %₀, ossia circa . . . » 0,130

Legname occorrente per i travicelli, traverse, ecc. . . . mc. 3,500

N. 7 travi maestre delle dimensioni di m. 9,56 × 0,40 × 0,29 mc. 7,763

b) *Tiranti in ferro e chiavarde per l'armatura delle travi.*

N. 14 tiranti della lunghezza di metri 10,00, della sezione di deci-

stante la particolare disposizione dei carichi che l'affaticano. Chiamando con p_1 il peso proprio per metro lineare di trave, con p_2 il peso che puossi considerare uniformemente distribuito sui due tratti estremi della trave e dovuto all'appoggio dei travicelli ordinari, con p_3 il peso uniformemente distribuito nel tratto centrale della trave e dovuto all'appoggio dei travicelli zoppi e dei travicelli ordinari a questi coassiali e finalmente con P il carico concentrato dovuto all'appoggio dei travicelli di fasciatura f , la reazione R_1 all'appoggio della trave, indicando con l la lunghezza della trave stessa, con a la lunghezza dei tratti estremi in cui appoggiano solo i travicelli ordinari e con b la lunghezza del tratto intermedio o la distanza fra i travicelli di fasciatura t (quindi $l = 2a + b$), sarà rappresentata da

$$R_1 = \frac{1}{2}(p_1 l + 2p_2 a + p_3 b) + P.$$

Se T rappresenta la tensione incognita del tirante, l'espressione del momento inflettente per una sezione qualunque della trave compresa fra l'appoggio ed il punto d'applicazione del carico singolare P (appoggio dei travicelli di fa-

metri quadrati 0,08785 e del peso ognuno di

	Kg. 67,644, Kg. 947,023
N. 28 dadi a vite grandi del peso ognuno di »	0,500 » 14,000
» 28 dadi a vite piccoli » » »	0,300 » 8,400
» 7 chiavarde pel diametro di millimetri	
15 del peso ognuna di »	0,545 » 3,815
Peso del ferro occorrente per l'armatura delle travi	Kg. 973,238

c) *Ferro per chiavi e bolzoni.*

N. 14 chiavi in verga piatta per l'appoggio delle travi maestre del peso ognuna di	
	Kg. $7,7 \times 8,00 \times 0,35 \times 0,10 =$ Kg. 2,156, Kg. 30,184
» 14 bolzoni del peso ognuno di Kg. $7,7 \times$	
$\times 10,00 \times 0,4^2 =$ »	12,320 » 172,480
» 2 chiavi piccole pei travicelli di fasciatura, del peso ognuna di Kg.	0,500 » 1,000
» 2 bolzoni pei travicelli di fasciatura, del peso ognuno di »	0,800 » 1,600
» 28 chiodi a forcilla per le chiavi grandi, del peso ognuno di »	0,300 » 8,400
	<i>A riportarsi</i> Kg. 213,664

sciatura) sarà

$$M_1 = R_1 x - T' x \sin \beta - \frac{1}{2} (p_1 + p_2) x^2.$$

Per una sezione compresa fra l'appoggio del travicello di fasciatura e la mezzaria della trave, il momento inflettente è dato da

$$M_2 = R_1 x - T' x \sin \beta - (p_1 + p_2) a \left(x - \frac{a}{2} \right) - p_3 \frac{(x-a)^2}{2} - P(x-a).$$

L'espressione del lavoro di deformazione della trave dovuto alla componente normale N è ancora

$$\frac{2}{2EA} \int_0^l N^2 dx \quad (a);$$

quello dovuto alla tensione del tirante, chiamando con c la lunghezza teorica del controfisso,

$$2 \frac{\int_0^l \left(\frac{l}{2} \right)^2 + c^2}{2EA'} T^2 dx \quad (b);$$

quello dovuto al momento inflettente, tenuto calcolo della simmetria del ca-

Riporto Kg. 213,664

N. 14 cunei per stringere i bolzoni, del peso			
ognuno di »	0,250	»	3,500
» 2 cunei piccoli per stringere i bolzoni			
del peso ognuno di »	0,043	»	<u>0,086</u>
			Peso totale Kg. 217,250

d) *Chiodi per la formazione dell'impalcatura.*

» 224 chiodi lunghi metri 0,18 e del peso ognuno di			
	Kg. 0,120,	Kg.	26,880
» 32 chiodi lunghi metri 0,12 e del peso			
ognuno di »	0,060	»	1,920
» 93 chiodi piccoli per fissare le chiavi »			<u>2,000</u>
			Peso dei chiodi occorrenti Kg. 30,800

e) *Lavori in ghisa per l'armatura delle travi.*

N. 14 scatole per l'attacco dei tiranti, del peso ognuna di circa			
	Kg. 60,	Kg.	840,000
» 7 controfissi doppi del peso ognuno di			
circa »	100,	»	<u>700,000</u>
			Peso della ghisa Kg. 1540,000

rico, e del valore costante di E ed A

$$\frac{2}{2EI} \left(\int_{x=0}^{x=a} M_1^2 dx + \int_{x=a}^{x=l} M_2^2 dx \right) = \frac{2}{2EI} \left[\int_{x=0}^{x=a} \left\{ R_1 x - T x \operatorname{sen} \beta - \right. \right.$$

$$\left. - \frac{1}{2} (p_1 + p_2) x^2 \right\} dx + \int_{x=a}^{x=l} \left\{ R_1 x - T x \operatorname{sen} \beta - (p_1 + p_2) a \left(x - \frac{a}{2} \right) - \right.$$

$$\left. - p_3 \frac{(x-a)^2}{2} - P(x-a) \right\} dx \quad (c).$$

Eseguita l'integrazione, sostituito alle variabili i limiti, trascurati i termini che non contengono come fattore T , e fatta la somma delle tre espressioni (a), (b), (c) si procederà nel modo indicato a pagina 67 e seguenti per la ricerca del valore di T . Per la determinazione del massimo valore del momento inflettente è necessario fare la ricerca pei due tratti in cui si considera divisa ogni metà della trave, tenendo pei due valori risultanti il maggiore.

f) *Tavelloni forati.*

Ne occorrono $\frac{15,60}{0,20} = n. 78$ per ogni interasse dei travicelli, quindi	
$n. 78 \times 15 =$	n. 1170
In corrispondenza delle tre finestre $n. 4 \times 3$	» 12
Per lo sfraso circa il 2,50 %	» 28
	<u>Tavelloni occorrenti n. 1210</u>

g) *Pietrini in cemento.*

Nel campo del pavimento metri $15,60 \times 9,00$	mq. 140,40
In corrispondenza delle tre finestre $3 \times 1,40 \times 0,25$	» 1,05
Soglie di porte n. 2 di metri $1,50 \times 0,45$	» 1,35
Per lo sfraso circa il 3 %	» 4,20
	<u>Occorrono pietrini per una superficie di mq. 147,00</u>

h) *Materiale cementizio.*

Malta di gesso per la formazione del tavellonato al metro quadrato metri cubi 0,005 e per metri quadrati 142	mc. 0,710
Malta di calce per la posa del pavimento metri cubi $0,03 \times 142$	» 4,260
Cemento Portland per la posa e la stuccatura dei pietrini quintali $0,01 \times 142$	Ql. 1,420

y) *Sabbia per la formazione del letto*

metri cubi $0,015 \times 142$ mc. 2,130

28. **Stima dei lavori.**

a) *Provvista di materiale* (escluso il trasporto in cantiere).

Legname per travicelli mc. 3,500 a L. 42,00	L. 147,00
» per le travi	
maestre . . . » 7,763 » 48,00	» 372,62
Tiranti, dadi e chavarde per l'armatura	
delle travi maestre . Kg. 973,238 » 0,75	» 729,93
Chiavi e bolzoni in ferro » 217,250 » 0,40	» 86,90
Chiodi . . . » 30,800 » 1,00	» 30,80
Scatole e controfissi in	
ghisa . . . » 1540,000 » 0,35	» 539,00
Tavelloni forati . . n. 1210 » 150,00 il mille	» 185,50
Pietrini in cemento . mq. 147,000 » 2,40	» 352,80

A riportarsi L. 2444,55

				<i>Riporto</i> L. 2444,55
Malta di gesso . . . mc.	0,710	L.	17,00 (*)	» 12,07
Malta di calce . . . »	4,260	»	12,00	» 51,12
Cemento Portland . . Ql.	1,420	»	10,00	» 14,20
Sabbia per la forma- zione del letto del pa- vimento (a seconda della distanza) . . . »	2,130	»	2,00	» 4,26
Ammonta la provvista del materiale a L.				2526,20

b) *Costo della mano d'opera.*

Per l'armatura di una trave, come al progetto, avuti i pezzi in cantiere tutti preparati, si può computare:

Giornate di falegname per provare ed adattare i pezzi d'armatura n. 0,50 a lire 3,20 L.	1,60
Giornate di fabbro ferraio n. 0,25 a lire 3,20 »	0,80
» di manovale ed operai d'aiuto per la manovra dei pezzi n. 1 a lire 1,50 »	1,50
Giornate di muratore per la tiratura in alto e la posatura, livellazione degli appoggi, a- dattamento di chiavi, ecc. (1,00 + 0,10 n) lire 2,50 (**) »	2,75
Giornate di manovale ed operai d'aiuto per la tiratura in alto e la posatura (1,00 + 0,20 n) lire 1,50 »	1,80
Nolo e consumo della burbera coi relativi at- trezzi, giornate n. 0,50 a lire 0,60 »	0,30
Totale L. 8,75	

e per n. 7 travi L. 61,25

Per la formazione dell'impalcatura, escluse le travi
maestre per ogni metro cubo di travicelli comprese
le connessioni all'appoggio sui muri ed all'apertura

A riportarsi L. 61,25

(*) Prezzo unitario dedotto dall'analisi data dal Prof. CURIONI, *Materiali da costruzione*, pag. 286, num. 273, stabilendo il prezzo di un metro cubo di gesso in polvere (circa quintali 14) a lire 15,40, e la mercede giornaliera del muratore di lire 2,50.

(**) Si è supposto $n=1$.

Riporto L. 61,25

della scala, la tiratura in alto e la posa, giornate di falegname (1,06+0,015 <i>n</i>) a lire 3,20 .	L. 3,40	
Giornate di manovale (0,12+0,03 <i>n</i>) a lire 1,50 »	0,23	
Consumo attrezzi $\frac{1}{20}$ della mano d'opera . . . »	0,18	
	<u>L. 3,81</u>	
e per metri cubi 3,500 »		13,35
Per la formazione del tavellonato (*), per ogni metro quadrato, giornate di muratore 0,02 a lire 2,50	L. 0,05	
Giornate di manovale d'aiuto 0,02 a lire 1,50 . »	0,03	
» di manovale pel trasporto verticale delle tavelle, del gesso e dell'acqua, giornate di manovale (0,012+0,005 <i>n</i>) . . . »	0,03	
Consumo attrezzi $\frac{1}{20}$ della mano d'opera . . . »	0,006	
	<u>L. 0,116</u>	
e per metri quadrati 142, lire 0,116 × 142 »		16,47
Per la formazione del pavimento in pietrini di cemento, operaio suolino, compresa la preparazione del latte di cemento, per metro quadrato di pavimento, giornate 0,10 a lire 3,00 L.	0,30 (**)	
Manovale d'aiuto, giornate 0,05 a lire 1,50 . . . »	0,07	
Manovale pel trasporto verticale del materiale tanto pel pavimento che pel letto, giornate (0,024+0,007 <i>n</i>) a lire 1,50 »	0,05	
Consumo attrezzi $\frac{1}{20}$ della mano d'opera . . . »	0,02	
	<u>L. 0,44</u>	
e per metri quadrati 142,40 L.		<u>62,66</u>
Importo della mano d'opera	L.	<u>153,73</u>
Importo del materiale »		<u>2526,20</u>
Importo complessivo del solaio	L.	<u>2679,93</u>

(*) Un muratore può farne benissimo 50 metri quadrati al giorno.

(**) Il numero di metri quadrati di pavimento che un operaio suolino può fare in un giorno varia in ragione inversa della superficie dell'ambiente, della complicazione dei disegni delle mattonelle, e dipende anche dalla forma più o meno regolare delle linee di contorno del pavimento. Si può calcolare che un buon operaio possa porre con diligenza da 6 a 20 metri quadrati di pavimento al giorno.

Costo ragguagliato a un metro quadrato di solaio misurato al piano del pavimento

$$\frac{L. 2679,93}{140,40} = L. 19,09.$$

29. **Trave armata con due controfissi.** — Rappresenti la figura 54 (Tav. IV) una trave armata con tre tiranti in ferro t_1, t_2, t_3 e due controfissi in ghisa C_1 e C_2 , di lunghezza teorica metri 0,70, distanti fra loro e dagli appoggi metri 3,00. La sezione della trave in legno essendo di metri $0,30 \times 0,25$ ed il diametro dei tiranti in ferro di millimetri 40 si vuole determinare gli sforzi unitari massimi a cui sono soggette le varie membrature della trave, supposta questa uniformemente caricata di chilogrammi 600 per metro lineare, compreso in questo carico il peso proprio.

In base alle dimensioni date, chiamando con β l'angolo che fanno i due tiranti inclinati coll'asse della trave, sarà

$$\text{sen } \beta = \frac{0,70}{\sqrt{3,00^2 + 0,70^2}} = 0,22723$$

$$\text{cos } \beta = \frac{3,00}{\sqrt{3,00^2 + 0,70^2}} = 0,97384$$

$$\text{tang } \beta = 0,70 : 3,00 = 0,23333.$$

Supponendo fissi gli appoggi sui controfissi ed indipendenti dai tiranti, e quindi considerando la trave in legno come continua ed appoggiata a livello nei quattro punti A, C_1, C_2, B (Fig. 55, Tav. IV) le due reazioni degli appoggi estremi A e B sarebbero rappresentate (*) da

$$R_1 = R_4 = \frac{4}{30} pl = \frac{4}{30} 600 \times 9,00 = \text{Kg. } 720$$

quelle dei due controfissi da

$$R_2 = R_3 = \frac{11}{30} pl = \frac{11}{30} 600 \times 9,00 = \text{Kg. } 1980$$

$$\text{e per controllo} \quad \frac{1}{2} pl = 300 \times 9,00 = \text{Kg. } 2700$$

(*) CANEVAZZI, *Opera citata*, pag. 271.

sforzo che rappresenta la reazione dall'appoggio della trave sul muro considerando i controfissi sostenuti dai tiranti. La tensione che si esercita nei due tiranti inclinati t_1 e t_3 per effetto dell'indicata reazione dei controfissi risulta

$$T_1 = T_3 = \frac{\text{Kg. } 1980}{\text{sen } \beta} = \text{Kg. } 8714$$

la tensione T_2 a cui viene assoggettato il tirante orizzontale t_2 , od anche la componente normale N delle forze che sollecitano la trave

$$T_2 = N = \frac{\text{Kg. } 1980}{\text{tang } \beta} = \text{Kg. } 8486.$$

Per l'ipotesi fatta il momento inflettente massimo si verifica in corrispondenza dell'appoggio sui controfissi ed è espresso da

$$M_2 = M_3 = -\frac{1}{90} p l^2 = -\text{Kgm. } 540$$

cosicchè lo sforzo unitario massimo cui viene assoggettato il materiale nella trave in legno risulta di

$$\frac{\text{Kg. } 8486}{0,25 \times 0,30} + \frac{540 \times 6}{0,25 \times 0,30^2} = \text{Kg. } 257144 \text{ per mq.},$$

la tensione unitaria massima dei tiranti inclinati, di

$$\frac{\text{Kg. } 8714}{\frac{1}{4} \pi 0,04^2} = \text{Kg. } 6934585 \text{ per mq.}$$

Il momento inflettente in una sezione qualunque dei due tronchi laterali della trave, distante x dall'appoggio sul muro avendo per espressione

$$M_x = 720 x - 300 x^2$$

avrà il suo valor massimo nel punto d'ascissa

$$x = \frac{720}{600} = \text{m. } 1,20$$

e dato da

$$M_{\max} = 720 \times 1,20 - 300 \times \overline{1,20^2} = \text{Kgm. } 432.$$

Il massimo momento inflettente positivo nel tronco medio di trave si verifica nella sezione di mezzo ed in questa sezione, stante la simmetria di forma e di carico della trave ha il valore (*)

$$M'_{\max} = M_2 + \frac{1}{8} p l'^2 = -540 + \frac{1}{8} 600 \times \overline{3,00^2} = \text{Kgm. } 135.$$

Considerando invece elastici gli appoggi sui controfissi, si può procedere alla risoluzione della trave in modo analogo a quello indicato nel problema precedente, pagina 67, assumendo cioè come incognita la tensione T_1 dei tiranti inclinati, ed esprimendo il lavoro di deformazione in funzione di questa forza incognita. Nell'espressione del lavoro di deformazione dovuto all'inflessione,

$$\frac{1}{2EI} \int M^2 dx$$

basterebbe considerare separatamente i tre tronchi di trave AC_1 , C_1C_2 , C_2B ; e poichè pel tronco estremo AC_1 il momento inflettente per le sezioni comprese fra gli appoggi è dato da

$$M_x = R_1 x - T_1 \text{ sen } \beta x - p \frac{x^2}{2}$$

essendo al solito R_1 la reazione all'appoggio (nel nostro caso chilogrammi 2700), p il peso uniformemente distribuito (chilogrammi 600); e pel tronco intermedio da

$$M_x' = M_2 + \frac{M_3 - M_2}{l'} x' + \frac{p l'}{2} x' - \frac{p x'^2}{2} = M_2 + \frac{p l'}{2} x' - \frac{p x'^2}{2}$$

indicando in quest'ultima formola con x' la distanza della sezione che si considera dall'appoggio sul primo controfisso, ossia $x' = x - 3$, l'espressione del lavoro di deformazione dovuto all'inflessione diverrà,

(*) CANEVAZZI, *Opera citata*, Teorema a pag. 215.

stante la simmetria di forma e di carico della trave

$$\frac{1}{2EI} \int M^2 dx = 2 \cdot \frac{1}{2EI} \left\{ \int_{x=0}^{x=3} \left(R_1 x - T_1 \operatorname{sen} \beta x - p \frac{x^2}{2} \right)^2 dx + \right. \\ \left. + \int_{x'=0}^{x'=1,50} \left(M_2 + \frac{pl'}{2} x' - \frac{p x'^2}{2} \right)^2 dx' \right\}$$

Sostituendo in questa formola ai simboli i loro valori noti ed eseguendo le integrazioni, dall'espressione della derivata rispetto a T_1 della funzione che ne risulta, eguagliata a zero, si otterrebbe il valore della forza incognita T_1 . Il CASTIGLIANO (*) esprimendo il valore del momento in una sezione qualunque di un tronco di trave in funzione dei momenti M_0 ed M_2 che si verificano nelle sezioni estreme del tronco stesso, semplifica l'espressione del lavoro di deformazione dovuto all'inflessione riducendolo alla formola

$$\frac{2l'}{2EI} \left(\frac{M_0^2 + 2M_0 M_2 + M_2^2}{2} - \frac{M_0 + M_2}{3} p_1 l'^2 + \frac{2}{15} p_1^2 l'^4 \right) \quad (\alpha)$$

in cui l' rappresenta la semilunghezza del tronco di trave che si considera, p_1 il peso uniformemente distribuito che sollecita la trave; e convenendo, come si è fatto, di considerare positive le reazioni e negativi i pesi, il secondo termine fra parentesi diverrà positivo. Applicando questa formola ai due tronchi laterali della trave AB , poichè per questi è $M_0 = 0$ $l' = \frac{1}{2} 3,00 = 1,50$, l'espressione del lavoro di deformazione dovuto all'inflessione e relativo ai due tronchi laterali diverrà

$$2 \cdot \frac{2 \times 1,50}{2EI} \left(\frac{M_2^2}{3} + \frac{M_2}{12} \cdot 600 \times 3,00^2 \right) \quad (\alpha')$$

in cui si è trascurato il termine $\frac{2}{15} p_1^2 l'^4$ perchè sparirebbe nell'espressione della derivata rispetto a T_1 .

(*) *Théorie de l'équilibre des systèmes élastiques*, pag. 191 (Editore, A. F. NEGRO, Torino).

Ora, essendo

$$M_2 = \text{Kg. } 2700 \times 3,00 - T_1 \times 3,00 \times 0,22723 - 300 \times \overline{3,00^2} = \\ = \text{Kg. } 5400 - 0,68169 T_1$$

ossia, trascurando i termini che non contengono la T_1 ,

$$M_2^2 = 0,464701 T_1^2 - 7362,25 T_1$$

L'espressione (α') diverrà

$$\frac{6}{2EI} \left(\frac{0,464701}{3} T_1^2 - \frac{7362,25}{3} T_1 - \frac{0,22723}{4} \times 600 \times 3,00 T_1 \right) = \\ = \frac{1}{2EI} (0,9294 T_1^2 - 16565,08 T_1).$$

Pel tronco $C_1 C_2$ di trave compreso fra i due controfissi essendo eguali i due momenti in corrispondenza degli appoggi C_1 e C_2 ossia nella formola (α) essendo $M_0 = M_2 = 5400 - 0,68169 T_1$ diventerà per questo tronco l'espressione del lavoro di deformazione dovuto all'inflessione

$$\frac{2l'}{2EI} \left(M_2^2 + \frac{M_2^2}{6} p_1 l'^2 \right) = \\ = \frac{3}{2EI} \left(0,464701 T_1^2 - 7362,25 T_1 - \frac{0,68169}{6} \times 600 \times \overline{3,00^2} T_1 \right) = \\ = \frac{1}{2EI} (1,3941 T_1^2 - 23937,31 T_1) \quad (\alpha'').$$

Il lavoro di deformazione dovuto all'inflessione di tutta la trave sarà dato dalla somma dei due valori trovati per i due tronchi laterali e pel tronco intermedio, ossia da

$$\frac{1}{2EI} (2,3235 T_1^2 - 40492,39 T_1)$$

e mettendo per I il suo valore $\frac{1}{12} 0,25 \times \overline{0,30^3} = 0,0005625$, da

$$\frac{1}{2E} (4130,67 T_1^2 - 71986471,11 T_1)$$

Il lavoro di deformazione dovuto alla componente normale $N = T_1 \cos \beta = 0,97384 T_1$ è dato, essendo N costante per tutte le sezioni della trave, da

$$\frac{1}{2EA} \cdot l N^2 = \frac{1}{2EA} \times 9,00 \times 0,97384^2 T_1^2$$

e per $A = 0,25 \times 0,30 = 0,075$, da

$$\frac{1}{2E} \times 113,80 T_1^2.$$

Il lavoro di deformazione dovuto ai tiranti, essendo la lunghezza dei tiranti inclinati

$$\sqrt{3,00^2 + 0,70^2} = 3,08,$$

sarà dato da

$$\frac{1}{2E'A'} (2 \times 3,08 T_1^2 + 3,00 T_2^2)$$

indicando ancora con T_2 la tensione del tirante orizzontale. Sostituendo in questa formola a T_2 il valore $T_1 \cos \beta = 0,97384 T_1$, ad A' il valore $\frac{1}{4} \pi 0,04^2 = 0,0012566$, e tenendo ancora eguale a 15 il rapporto fra il coefficiente d'elasticità E' del ferro e quello E del legno, ossia $E' = 15E$, l'espressione ultima diventa

$$\frac{1}{2E} \times \frac{9,005092}{0,018849} T_1^2 = \frac{1}{2E} 477,75 T_1^2.$$

Il lavoro di deformazione di tutto il sistema sarà la somma delle tre espressioni trovate, ossia

$$\begin{aligned} \frac{1}{2E} (4130,67 T_1^2 - 71986471,11 T_1 + 113,80 T_1^2 + 477,75 T_1^2) = \\ = \frac{1}{2E} (4722,22 T_1^2 - 71986471,11 T_1) \end{aligned}$$

ed eguagliando a zero la derivata rispetto a T_1 di questa espressione risulta

$$T_1 = \frac{71986471,11}{9444,44} = \text{Kg. } 7622.$$

La componente normale N o la tensione T_2 del tirante orizzontale avrà per valore

$$N = T_2 = \text{Kg. } 7622 \cos \beta = \text{Kg. } 7622 \times 0,97384 = \text{Kg. } 7423$$

e la reazione dei controfissi sarà

$$R_2 = R_3 = \text{Kg. } 7622 \sin \beta = \text{Kg. } 7622 \times 0,22723 = \text{Kg. } 1732.$$

Il momento in una sezione qualunque dei due tronchi laterali AC_1 e C_2B della trave essendo espresso da

$$M_x = (2700 - 1732)x - 300x^2 = 968x - 300x^2$$

avrà il suo valor massimo nel punto d'ascissa

$$x = \frac{968}{600} = \text{m. } 1,61$$

e dato da

$$M_{\max} = 968 \times 1,61 - 300 \times \overline{1,61}^2 = \text{Kgm. } 780,85.$$

In corrispondenza del controfisso il momento inflettente diventa

$$M_2 = M_3 = 968 \times 3,00 - 300 \times \overline{3,00}^2 = \text{Kgm. } 204.$$

Nel punto di mezzo della trave il valore del momento risulta espresso (Vedi pag. 83) da

$$M'_{\max} = \text{Kgm. } 204 + \frac{1}{8} 600 \times \overline{3,00}^2 = \text{Kgm. } 879.$$

Lo sforzo unitario massimo del materiale nella trave risulta quindi di

$$\frac{\text{Kg. } 7423}{0,25 \times 0,30} + \frac{879 \times 6}{0,25 \times 0,30^2} = \text{Kg. } 333817 \text{ per mq.};$$

nei tiranti inclinati di

$$\frac{\text{Kg. } 7622}{\frac{1}{4} \pi \overline{0,04}^2} = \text{Kg. } 6065653 \text{ per mq.};$$

nel tirante orizzontale

$$\frac{\text{Kg. } 7423}{\frac{1}{4} \pi 0,04^2} = \text{Kg. } 5907209 \text{ per mq.}$$

Effetti dovuti alle variazioni di temperatura. — Trascurando le variazioni di lunghezza subite dalla trave in legno e dai controfissi per effetto di una variazione qualunque di temperatura, terremo calcolo solo degli allungamenti od accorciamenti cui vanno soggetti i tiranti per un aumento od una diminuzione di temperatura, e delle alterazioni che tali variazioni di lunghezza dei tiranti portano agli sforzi che si verificano nelle varie membrature della trave. Stabilendo ancora come temperatura media alla quale fu messa in opera la trave $+15^\circ$ e come temperature massima e minima che possono essere raggiunte nell'ambiente in cui esiste la trave rispettivamente $+35^\circ$ e -5° , si avrà un salto massimo dalla temperatura media di $\pm 20^\circ$. Se si tiene ancora eguale 0,0000122 il coefficiente di dilatazione del ferro, per una variazione t di temperatura ogni tirante inclinato varierà la sua lunghezza di metri $3,08 \times 0,0000122t$, ed il tirante orizzontale di metri $3,00 \times 0,0000122t$. Il lavoro di deformazione dovuto a queste variazioni di temperatura ed espresso in funzione degli sforzi di tensione T_1 e T_2 cui sono assoggettati i tiranti sarà pei due tiranti laterali dato da

$$2 \times 3,08 \times 0,0000122t T_1 = 0,000075152t T_1$$

pel tirante orizzontale da

$$3,00 \times 0,0000122t T_2 = 0,0000366t T_1 \cos \beta = 0,000035642t T_1$$

e per tutti e tre i tiranti da

$$\pm (0,000075152 + 0,000035642)t T_1 = \pm 0,000110794t T_1$$

a seconda che trattasi di un aumento o di una diminuzione di temperatura. Aggiungendo questa espressione del lavoro di deformazione a quella trovata a pagina 86, sarà

$$\frac{1}{2E} (4722,22 T_1^2 - 71986471,11 T_1) \pm 0,000110794t T_1$$

la formola che rappresenta il lavoro totale di deformazione, tenendo calcolo di una variazione t di temperatura. Derivando quest'ultima espressione rispetto a T_1 ed eguagliando a zero la derivata, risulta, ponendo $E=1000000000$

$$T_1 = 7622 - 23,46t.$$

Supponendo a temperatura a $+35^\circ$ sarà

$$T_1 = \text{Kg. } 7622 - 23,46 \times 20 = \text{Kg. } 7152,80$$

$$N = T_2 = 7152,80 \times 0,97384 = \text{Kg. } 6965,68$$

e lo sforzo di compressione sul controfisso

$$R_2 = R_3 = 7152,80 \times 0,22723 = \text{Kg. } 1625,33.$$

La tensione unitaria cui vengono assoggettati i tiranti inclinati alla temperatura di 35° si riduce a

$$\frac{\text{Kg. } 7152,80}{\frac{1}{4}\pi 0,04^2} = \text{Kg. } 5612605 \text{ per mq.};$$

quella del tirante orizzontale a

$$\frac{\text{Kg. } 6965,68}{\frac{1}{4}\pi 0,04^2} = \text{Kg. } 5543275 \text{ per mq.}$$

Il momento inflettente per una sezione qualunque di uno dei tronchi laterali di trave, e distante x dall'appoggio sul muro è dato da

$$M_x = (2700 - 1625,33)x - 300x^2 = 1074,67x - 300x^2$$

ed il suo valor massimo, corrispondente alla sezione d'ascissa

$$x = \frac{1074,67}{600} = \text{m. } 1,79$$

risulta di

$$\text{Kg. } 1074,67 \times 1,79 - 300 \times 1,79^2 = \text{Kgm. } 962,43.$$

In corrispondenza dell'appoggio sul controfisso il momento inflettente risulta

$$M_2 = M_3 = \text{Kg. } 1074,67 \times 3,00 - 300 \times 3,00^2 = \text{Kgm. } 524,01.$$

Nella sezione di mezzo della trave

$$M'_{\max} = \text{Kgm. } 524,01 + \frac{1}{8} 600 \times 3,00^2 = \text{Kgm. } 1199,01.$$

Il massimo sforzo di compressione cui sono soggette le sezioni della trave si verifica nella sezione di mezzo ed è rappresentato da

$$\frac{\text{Kg. } 6965,68}{0,25 \times 0,30} + \frac{1199,01 \times 6}{0,25 \times 0,30^2} = 412612 \text{ per mq.}$$

Supponendo la temperatura a -5° , sarà

$$T_1 = \text{Kg. } 7622 + 23,46 \times 20 = \text{Kg. } 8091,20$$

$$N = T_2 = \text{Kg. } 8091,20 \times 0,97384 = \text{ » } 7879,53$$

$$R_2 = R_3 = \text{Kg. } 8091,20 \times 0,22723 = \text{ » } 1838,56$$

La tensione unitaria cui vengono assoggettati i tiranti inclinati a questa temperatura risulta di

$$\frac{\text{Kg. } 8091,20}{\frac{1}{4} \pi 0,04^2} = \text{Kg. } 6438954 \text{ per mq.,}$$

quella del tirante orizzontale di

$$\frac{\text{Kg. } 7879,53}{\frac{1}{4} \pi 0,04^2} = \text{Kg. } 6270515.$$

L'espressione

$$M_x = (2700 - 1838,56)x - 300x^2 = 861,44x - 300x^2$$

del momento inflettente per una sezione qualunque dei tronchi late-

rali distante α dall'appoggio sul muro ha il suo massimo nel punto d'ascissa

$$\alpha = \frac{861,44}{600} = m. 1,44$$

e dato da

$$M_{\max} = 861,44 \times 1,44 - 300 \times \overline{1,44^2} = \text{Kgm. } 618,39.$$

In corrispondenza degli appoggi sui controfissi risulta

$$M_2 = M_3 = 861,44 \times 3,00 - 300 \times \overline{3,00^2} = - \text{Kgm. } 115,68.$$

Nella sezione di mezzo della trave

$$M'_{\max} = -115,68 + \frac{1}{8} 600 \times \overline{3,00^2} = \text{Kgm. } 559,32.$$

Il massimo sforzo unitario di compressione del legno nella trave si verifica a questa temperatura in corrispondenza delle due sezioni distanti metri 1,44 dagli appoggi sui muri ed è di

$$\frac{\text{Kg. } 7879,53}{0,075} + \frac{618,39 \times 6}{0,25 \times 0,30^2} = \text{Kg. } 269964.$$

I massimi sforzi unitari a cui vengono assoggettate le varie membrature costituenti la trave armata, tenendo calcolo dell'elasticità del materiale e delle variazioni di temperatura, si verificano dunque:

per la trave in legno, alla temperatura massima di $+35^\circ$, nella sezione di mezzo, e di chilogrammi 0,413 per millimetro quadrato;

pei tiranti, alla temperatura minima di -5° , e di chilogrammi 6,439 per millimetro quadrato di sezione nei tiranti inclinati, e chilogrammi 6,270 nel tirante orizzontale.

Confrontando questi risultati con quelli ottenuti non tenendo calcolo dell'elasticità del materiale, si vede come in quest'ultima ipotesi si commette un errore che risulta favorevole alla stabilità pel calcolo dei tiranti, contrario nel calcolo della trave in legno.

Le equazioni generali che rappresentano i momenti inflettenti nelle diverse sezioni dei tronchi laterali e del tronco intermedio di trave (pag. 83)

$$M_x = R_1 x - T_1 \text{ sen } \beta x - p \frac{x^2}{2}$$

e

$$M_x' = M_2 + \frac{p l'}{2} x' - p \frac{x'^2}{2}$$

possono essere messe sotto la forma

$$M_x = \alpha x - \frac{p x^2}{2}$$

$$M_x' = \beta x' - \frac{p x'^2}{2} + \gamma,$$

ponendo

$$\alpha = R_1 - T_1 \text{sen } \beta$$

$$\beta = \frac{p l'}{2}$$

e

$$\gamma = M_2.$$

L'espressione che dà il lavoro del materiale in una sezione qualunque di uno dei tronchi laterali di trave

$$K = \frac{N}{A} + \frac{M_x v}{I}$$

diventa quindi

$$K = \frac{\alpha v}{I} x - \frac{p v}{2I} x^2 + \frac{N}{A}$$

e l'espressione generale del lavoro del materiale in una sezione qualunque del tronco intermedio di trave

$$K' = \frac{N}{A} + \frac{M_x' v}{I}$$

diventa

$$K' = \frac{\beta v}{I} x' - \frac{p v}{2I} x'^2 + \left(\frac{\gamma v}{I} + \frac{N}{A} \right).$$

Queste due espressioni del lavoro del materiale nelle diverse sezioni dei tre tronchi di trave sono appunto le equazioni di due parabole riferite a due assi coordinati ortogonali ed hanno i loro vertici corrispondenti ai vertici delle parabole che rappresentano la variazione dei momenti inflettenti. Si può quindi descrivere il diagramma degli

sforzi unitari massimi corrispondenti alle diverse sezioni della trave e basta perciò, stabilita la scala delle forze, individuare per es., il vertice ed uno dei punti della parabola (torna comodo il punto corrispondente all'ascissa $x=0$), costruendo poi le parabole con uno qualunque dei metodi indicati dalla geometria proiettiva. La figura 56 (*Tav. IV*) rappresenta appunto nella scala delle ordinate di 1 millimetro per ogni 10 chilogrammi, gli sforzi unitari massimi per millimetro quadrato a cui viene assoggettato il materiale nelle diverse sezioni tenendo conto dell'elasticità del materiale e per le tre ipotesi di temperature a $+35^{\circ}$, $+15^{\circ}$, -5° . Il diagramma $ABCD\dots H$ involuppo dei tre diversi diagrammi è il diagramma degli sforzi massimi. Come vedesi dal diagramma, per le sezioni vicine agli appoggi sui muri, pei tratti, cioè BC ed FG , gli sforzi unitari massimi variano in ragione inversa dei momenti inflettenti, ed in ragione diretta dell'intensità della componente normale.

I *controfissi* in ghisa sono rappresentati nelle figure 57 (*Tav. IV*). La figura 57 *d* fa vedere nella scala di 1:2 l'appoggio del controfisso sul tirante in ferro. Assumendo come punto per cui passa la reazione verticale R_2 del controfisso, il punto C d'incontro degli assi dei due tiranti t_1 e t_2 , e quindi P come centro di pressione, la forza R_2 sollecitante il controfisso non coincidendo colla normale alla superficie d'appoggio N' dà origine ad una componente tangenziale che tenderebbe a far scorrere il controfisso sul tirante e verso il mezzo della trave; risultando però l'angolo $\widehat{R_2 N'}$ (di $7^{\circ}, 30'$) inferiore all'angolo d'attrito tra ferro e ferro (circa 11° al principio del moto), tale scorrimento non potrà avvenire. Per effetto della pressione esercitata sulla superficie d'appoggio del controfisso contro la trave, la sezione d'appoggio non può ruotare e quindi sotto l'azione della forza R_2 il controfisso può essere considerato come un solido incastrato ad un estremo e sollecitato in punta da una forza diretta secondo il suo asse. Perchè il controfisso potesse inflettersi sotto l'azione di questa forza senza che ruotasse la sezione estrema inferiore, l'intensità della forza stessa dovrebb'essere circa 400 volte maggiore del valore massimo trovato per R_2 . Lo sforzo unitario massimo di compressione nella sezione $a'' b''$ tenendo conto anche del momento rispetto all'asse y_0 della risultante R_2 (momento espresso da $0,006 R_2$, essendo di metri 0,006 la distanza dall'asse y_0 del centro di pressione), essendo l'area della sezione

$$A = 2 \times m.0,08 \times 0,015 + m.0,06 \times 0,03 = m q. 0,0043$$

ed il momento d'inerzia

$$I_y = \frac{1}{12} (0,08 \times 0,06^3 + 0,02 \times 0,03^3) = 0,000001485$$

risulta di

$$\frac{\text{Kg. } 1838,56}{0,0043} + \frac{1838,56 \times 0,006 \times 0,03}{0,000001485} = \text{Kg. } 650437 \text{ per mq.}$$

Come vedesi tanto da questo risultato quanto da quello ottenuto a pagina 74, gli sforzi unitari massimi nelle sezioni dei controfissi risultano in generale molto inferiori ai limiti di sicurezza; ma le sezioni che si dovrebbero assegnare a questi controfissi per raggiungere tale limite sarebbero tali da non garantire punto la resistenza di queste membrature contro gli urti e le inflessioni cui possono andare soggette durante la messa in opera, e si potrebbero difficilmente ottenere nella fusione. Le figure 58 *a, b, c, d* rappresentano i particolari d'appoggio della trave sul muro. La vite all'estremità del tirante è a pani quadrati dello spessore di millimetri 3; il dado (*Fig. 58 d*) comprende sette spire e mezzo ed il controdado tre e mezzo. La lunghezza di una spira potendo essere considerata eguale alla circonferenza del tirante, millimetri 125,7, lo sforzo di taglio unitario massimo a cui viene assoggettata la vite per le sole spire comprese nel dado sarà di

$$\frac{\text{Kg. } 8091,20}{7,5 \times 125,7 \times 3} = \text{Kg. } 2,83 \text{ per mmq.}$$

e) Solai con travi corte.

30. — *Sopra un ambiente a pianta rettangolare di metri 6,00 × 4,00 (Fig. 59, Tav. IV) si vuole costruire un solaio in legno utilizzando travi di quercia esistenti in cantiere e delle dimensioni di metri 3,50 × 0,18 × 0,13.*

Per non affaticare soverchiamente le travi si adotterà un pavimento in legno, per es., a spina-pesce formato con tavolette di larice ed olmo (*Fig. 59 e 62, Tav. IV*) dello spessore di millimetri 30, connesse fra loro a scanellatura e linguetta e poggiate su un sistema di piccoli travicelli d'abete, di sezione metri 0,07 × 0,07 disposti trasver-

salmente sopra le travi e discosti fra loro metri 0,25. Le travi T verranno poste secondo il lato minore dell'ambiente, distanti da asse ad asse metri 0,75 (*), incastrate con una delle loro teste nel muro per metri 0,30 e coll'altra ad un sistema di traverse T_1 sostenute dalle due travi laterali. L'unione delle travi alle traverse verrà fatta a dente come è indicato nella figura 67 *a* e sarà rinforzata con verghe piatte in ferro v chiodate contro le faccie verticali delle travi e le faccie superiori delle traverse. Fra le traverse ed il muro più vicino verrà applicato, in continuazione delle travi, un tronco di trave T_2 unito pure a dente alle traverse. Per uniformità di disposizione del soffitto e per facilità di costruzione dell'impalcatura si terranno per le traverse e pei detti tronchi di travi dimensioni trasversali analoghe a quelle delle travi stesse. Il soffitto inferiormente sarà pure tutto in legno, formato con tavole trasversali d'abete dello spessore di metri 0,03, incastrate alle travi mediante intaglio longitudinale (*Fig.* 62 e 63, *Tav.* IV) praticato a metà della loro altezza, e si potrà ottenere una disposizione a cassettoni abbastanza elegante, ponendo trasversalmente e distanti fra loro, come le traverse dal muro, metri 0,80, dei travicelli di sezione metri $0,13 \times 0,105$ col loro lato trasversale maggiore orizzontale, ed in modo che la faccia inferiore giaccia nello stesso piano delle faccie inferiori delle travi; l'unione di questi travicelli alle travi si farà in modo analogo a quello delle tavole, incastrandoli cioè a dente nelle scanellature longitudinali delle travi stesse (*Fig.* 62, *Tav.* IV). Le tavole del soffitto saranno unite fra loro a linguetta mobile e sopra queste verrà posto uno strato di circa metri 0,08 di segatura di legno mista ad un po' di terra per togliere la sonorità al solaio.

Calcolo di stabilità. — Non essendo da suggerirsi di tener calcolo dell'incastro delle travi nel muro, e considerandole invece come appoggiate, nè potendosi pure considerare un incastro perfetto la loro unione alle traverse, le travi che formano l'orditura del solaio dovrebbero essere calcolate come travi sostenute alle loro estremità da due appoggi a dislivello inquantochè l'inflessione delle traverse e delle travi che le sostengono fa sì che l'appoggio sulle traverse stesse risulti più basso dell'appoggio sul muro; ma tale dislivello che sarebbe rappresentato dalla somma delle due frecce d'inflessione, quella delle traverse corrispondentemente al loro punto di mezzo e quella

(*) Tale distanza può essere scelta ad arbitrio, verificando poi le condizioni di stabilità, o dedotta in modo analogo a quello indicato a pagina 11.

delle travi in corrispondenza dell'attacco delle traverse, può essere trascurato nell'ipotesi che si fa della trave liberamente appoggiata agli estremi, e potrebbe solo fare aumentare il valore del momento d'incastro (*). Nell'incastro della testa della trave colla traversa all'effetto dovuto all'inflessione di tutta la trave resistono in parte anche le verghe piatte di rinforzo che abbracciano le faccie laterali delle travi e la faccia superiore delle traverse. Si potrà quindi senza tema di errore sensibile considerare ogni trave come avente una tratta di metri 3,20, sostenuta ai suoi estremi da due appoggi a livello e sollecitata da un carico uniformemente ripartito su tutta la sua lunghezza e da un carico concentrato nel punto d'appoggio delle due traverse laterali.

Per le verifiche di stabilità si potrà assumere come *carico distribuito su un metro quadrato d'impalcatura*:

Pel pavimento in legno compresa l'intelaiatura di posa	Kg. 30,00
» soffitto, riempimento di segatura e traverse secondarie	» 35,00
» pel carico accidentale	» <u>170,00</u>
Carico totale	Kg. 235,00

Ed essendo il peso di un metro di trave di chilogrammi $770 \times 0,18 \times 0,13 = \text{Kg. } 18$, il carico uniformemente distribuito che sollecita un metro lineare di trave sarà di chilogrammi $235 \times 0,75 + 18 = \text{Kg. } 194,25$, ed in cifra intera chilogrammi 195.

Le *traverse* che sostengono le travi sono sollecitate dal peso proprio uniformemente distribuito di chilogrammi 18 e da un carico concen-

(*) NOTA. La freccia d'inflessione della trave in corrispondenza del punto d'appoggio delle traverse, considerando ancora la trave liberamente appoggiata ai suoi estremi, e supponendo costante il valore del momento d'inerzia per tutte le sezioni della trave, compresa la sezione d'incastro delle traverse, ha per espressione (CANEVAZZI, *Opera citata*, pag. 214)

$$y = -Q \frac{a^2 b^2}{3EI l} - p \frac{a}{24EI l} (a^3 l - 2a^2 l^2 + l^4)$$

e ponendo $Q = \text{Kg. } 487,50$; $a = \text{m. } 0,80$; $b = \text{m. } 2,40$; $l = \text{m. } 3,20$; $p = \text{Kg. } 195,00$; $E = 1000000000$; $I = 0,000063045$, risulta $y = -\text{m. } 0,003077$.

La freccia d'inflessione della traversa in corrispondenza del suo punto di mezzo, trascurando sempre la discontinuità della sezione per l'incastro della trave, è data da

$$y = f = -Q \frac{l^3}{48EI} - \frac{5}{384} p \frac{l^4}{EI}$$

trato nel loro punto di mezzo rappresentato da

$$\frac{\text{Kg. } 195}{2} \times 4,00 + \frac{195}{2} \times 4,00 \times \frac{0,80}{3,20} = \text{Kg. } 487,50,$$

cosicchè il momento inflettente massimo corrispondente al punto di mezzo della traversa risulterà di

$$\frac{\text{Kg. } 487,50}{2} \times 0,75 + \frac{1}{8} 18,00 \times \overline{1,50^2} = \text{Kgm. } 187,87.$$

Ed essendo per la sezione di mezzo il momento specifico $\frac{I}{v}$ dato (*Fig. 67 a, Tav. IV*) da

$$\frac{1}{12} \cdot \frac{0,13 \cdot (\overline{0,18^3} - \overline{0,08^3})}{0,09} = 0,00064$$

risulterà lo sforzo massimo del materiale in questa sezione di

$$\frac{\text{Kgm. } 187,87}{6,40} = \text{Kg. } 29,35 \text{ per cmq. di sezione.}$$

La reazione all'appoggio della trave sulla traversa risultando di

$$\frac{\text{Kg. } 195}{2} \times 3,20 + \frac{487,50 \times 0,80}{3,20} = \text{Kg. } 433,97,$$

l'espressione del momento inflettente per una sezione qualunque del

che per $Q = \text{Kg. } 487,50$; $l = \text{m. } 1,50$; $p = \text{Kg. } 18,00$; $I = \frac{1}{12} \cdot 0,13 \times \overline{0,18^3} = 0,00006318$; $E = 1000000000$; dà $y = f = \text{m. } 0,0005612$.

Il dislivello fra l'appoggio della trave sul muro e l'appoggio sulla traversa, sempre nell'ipotesi della trave semplicemente appoggiata agli estremi risulterebbe quindi per una prima approssimazione di millimetri $3,077 + 0,5612 = \text{mm. } 3,6382$; e supponendo l'abbassamento d'ogni punto dell'asse della trave inversamente proporzionale alla sua distanza dall'appoggio sul muro, il dislivello fra i due appoggi della trave potrebbe, nel caso particolare che si considera, essere espresso dalla serie

$$3,6382 \left\{ 1 + \frac{1}{4} + \frac{1}{16} + \frac{1}{64} + \dots \left(\frac{1}{4} \right)^n \right\}$$

che tenendo calcolo, per es., dei primi quattro termini dà $y' = \text{mm. } 4,83227$. Ripetiamo però che anche questo valore verrebbe molto ridotto ove si tenesse calcolo dell'incastro della trave nel muro.

tratto di trave compreso fra quest'appoggio ed il punto d'incastro delle traverse laterali alla trave stessa, e distante x dall'appoggio,

$$M_x = \text{Kg. } 433,97 x - \frac{195 x^2}{2}$$

ha il suo valor massimo corrispondente alla sezione d'ascissa

$$x = \frac{433,97}{195} = \text{m. } 2,23$$

dato da

$$M_{\max} = 433,97 \times 2,23 - \frac{195}{2} \times 2,23^2 = \text{Kgm. } 482,89.$$

Il valore del momento specifico $\frac{I}{v}$ per la sezione della trave corrispondente a questo valor massimo del momento (*Fig. 67 b*) essendo eguale a

$$\frac{1}{12} \frac{0,13 \times 0,18^3 - 0,06 \times 0,03^3}{0,09} = 0,0007005$$

risulterà in questa sezione lo sforzo massimo del materiale di

$$\frac{\text{Kgm. } 482,89}{7,005} = \text{Kg. } 68,93 \text{ per cmq.}$$

Per non indebolire molto la sezione resistente della trave in corrispondenza dell'attacco della traversa, si può intagliare la trave stessa come è rappresentato nella figura 66 (*Tav. IV*) in modo cioè che il lato maggiore del trapezio d'intaglio sia sulla faccia superiore della trave. Con tale disposizione, la distanza del baricentro G_1 del trapezio ab dalla sua base maggiore, assunta come asse rispetto al quale si pigliano i momenti, viene data da

$$y_0' = \frac{0,13 \times \frac{1}{3} 0,10 + 0,06 \times \frac{2}{3} 0,10}{0,19} = \text{m. } 0,044;$$

la distanza del baricentro G_2 del rettangolo cd dallo stesso asse, da

$$y_0'' = \text{m. } 0,10 + 0,04 = \text{m. } 0,14;$$

quella del baricentro G_0 di tutta la sezione da

$$y_0 = \frac{0,08 \times 0,13 \times 0,14 + 0,095 \times 0,10 \times 0,044}{0,08 \times 0,13 + 0,095 \times 0,10} = m. 0,094$$

e quindi la distanza del baricentro G_0 di tutta la sezione dal baricentro G_1 del trapezio risulta di metri $0,094 - 0,044 = m. 0,05$; quella dello stesso baricentro G_0 dal baricentro G_2 del rettangolo cd di metri $0,14 - 0,094 = m. 0,046$; e la distanza della fibra più affaticata dall'asse neutro ω_0 , di metri $0,094$. E poichè il momento d'inerzia del trapezio ab rispetto all'asse ω_1 passante pel suo baricentro è dato (Vedi CURIONI, *Resistenza dei materiali*, pag. 193) da

$$I_1 = \frac{1}{12} 0,10^3 (0,13 + 3 \times 0,06) - 0,095 \times 0,10 \times 0,044^2 = 0,0000074$$

il momento d'inerzia del rettangolo cd rispetto al suo asse baricentrico ω_2 da

$$I_2 = \frac{1}{12} 0,13 \times 0,08^3 = 0,0000055,$$

risulterà il momento d'inerzia I di tutta la sezione rispetto all'asse neutro ω_0

$$I = 0,000074 + 0,0095 \times 0,05^2 + 0,000055 + 0,0104 \times 0,046^2 = 0,00005866$$

ed il momento specifico

$$\frac{I}{v} = \frac{0,00005866}{0,094} = 0,000624.$$

Il valore del momento inflettente rispetto alla sezione della trave corrispondente all'appoggio teorico della traversa, essendo dato da

$$433,97 \times 2,40 - \frac{195 \times 2,40^2}{2} = \text{Kgm. } 479,93.$$

risulterà per questa sezione lo sforzo unitario massimo di

$$\frac{\text{Kgm. } 479,93}{6,24} = \text{Kgm. } 76,91 \text{ per cmq.}$$

Tale sforzo unitario, quantunque entro i limiti di sicurezza, potendosi il lavoro del materiale nelle travi di quercia far salire nelle costruzioni civili ad oltre 80 chilogrammi per centimetro quadrato, pure è a ritenersi superiore a quello che verrà realmente raggiunto ultimato e sovracaricato il solaio, inquantochè gli incastri rafforzati nell'unione delle travi alle traverse e le chiavi in ferro applicate alle teste delle travi incastrate nel muro, tendono a diminuire sensibilmente l'inflessione delle travi stesse. Se l'incastro nel muro viene eseguito con molta cura (*) (ciò che è da raccomandarsi in tutte le costruzioni in generale, ed in ispecial modo poi per costruzioni analoghe a questa) tanto da potersi considerare fissa la sezione d'appoggio, si avrà la massima diminuzione nel valore del momento inflettente nella sezione della trave corrispondente all'appoggio delle traverse (sezione in cui si è trovato massimo il lavoro del materiale), ove si consideri l'altro estremo della trave liberamente appoggiato ed a livello i due appoggi, poichè in questo punto riescirebbe nullo il momento inflettente dovuto al carico uniformemente distribuito,

(*) SEBASTIANO SERLIO, architetto bolognese, che primo propose nel XVI secolo questo tipo di solai sembra intenda affidato anzi unicamente all'effetto di questo incastro la stabilità della trave, come appare dalla descrizione che egli fa di questa costruzione nel 1° libro della sua *Architettura*.

NOTA. Se si vuole tener calcolo degli incastri alle estremità della trave, si può nella verifica di stabilità applicare le formole (Vedi GRASHOF, *Theorie der Elasticität und Festigkeit*, pag. 78. — CANEVAZZI, *Sopra alcune formole della resistenza dei materiali*. Atti dell'Accademia delle Scienze dell'Istituto di Bologna, 1880)

$$M_s = -\frac{1}{12}pl^2 - P\frac{ab^2}{l^2} + \frac{2EI}{l}(2\tang\alpha - \tang\beta) - \frac{6EI}{l^2}(h_a - h_b)$$

$$M_d = -\frac{1}{12}pl^2 - P\frac{a^2b}{l^2} + \frac{2EI}{l}(2\tang\beta - \tang\alpha) + \frac{6EI}{l^2}(h_a - h_b)$$

esprimenti rispettivamente il valore dei momenti d'incastro nelle sezioni estreme della trave; e nelle quali

p rappresenta il peso uniformemente distribuito sulla trave;

P il carico concentrato in un punto distante delle sezioni d'incastro delle lunghezze a e b ;

α e β gli angoli che le tangenti nelle sezioni estreme alla fibra media deformata fanno colla orizzontale. Questi angoli se l'incastro è perfetto ed orizzontale sono eguali a zero; ed hanno invece un valore o quando l'asse neutro non deformato della trave è inclinato, o quando le sezioni estreme per l'imperfezione dell'incastro possono parzialmente ruotare.

essendo la distanza del punto d'applicazione del carico singolare dal muro un quarto di tutta la lunghezza della trave.

La posa in opera delle travi per formare questa impalcatura riesce brigosa assai, e nella esecuzione degli intagli si richiede la più scrupolosa esattezza. Un metodo buono per non avere da assoggettare i pezzi incastrati a pericolose inflessioni crediamo sia l'unire a piè d'opera o meglio sopra un ponte di servizio ogni trave alla propria traversa d'appoggio, formando come tanti T' ; disposta quindi la trave sull'appoggio nel muro e mantenendo sostenuta sempre la traversa in modo che tanto questa che la trave siano bene orizzontali, si può, con uno spostamento orizzontale di tutto questo sistema a T' , far penetrare le teste delle traverse nei corrispondenti intagli eseguiti nelle travi. Tale manovra per montare l'impalcatura permette anche di formare contemporaneamente il soffitto in legno, facendo penetrare le teste delle tavole nelle scanellature longitudinali delle travi. Ogni campata di soffitto sarà pure, durante la collocazione in opera, sostenuta con ponte di servizio in modo che i travicelli trasversali e le

h_a ed h_b sono le quote dei punti d'appoggio della trave ossia $h_a - h_b$ (per $h_a > h_b$) è il dislivello fra le due sezioni estreme d'incastro.

Sostituendo nelle due formole indicate ai simboli i valori dati a pagina 96 e 97, ossia ponendo

$$p = \text{Kg. } 195; \quad P = \text{Kg. } 487,50; \quad a = \text{m. } 0,80; \quad b = \text{m. } 2,40; \quad l = \text{m. } 3,20;$$

supponendo gli incastri orizzontali, ossia $\alpha = \beta = 0$ ed assumendo per approssimazione $h_a - h_b = \text{m. } 0,00483227$, risulta

$$M_s = \text{Kgm. } 564,28; \quad M_d = \text{Kgm. } 61,07$$

cosicchè il lavoro del materiale risulterebbe nella sezione d'incastro nel muro di

$$\frac{\text{Kgm. } 561,28}{7,005} = \text{Kg. } 80,55 \text{ per cmq.}$$

nella sezione d'incastro nella traversa, in cui il valore di $\frac{I}{v}$ è dato da

$$\frac{1}{6} 0,13 \times 0,08^2 = 0,00013858,$$

di

$$\frac{\text{Kgm. } 61,07}{1,38} = \text{Kg. } 41,94 \text{ per cmq.}$$

I valori dei momenti M_s e M_d diminuirebbero, se fossero α e β diversi da zero, ossia se le sezioni d'incastro potessero ruotare ma non liberamente.

tavole del soffitto si mantengano colle loro faccie superiori nello stesso piano orizzontale, e possano facilmente penetrare nelle scanellature d'incastro col movimento orizzontale che si fa per accostare nella formazione dell'impalcatura una trave colla relativa traversa, all'ultima trave posta in opera. Per la disposizione a cassettoni del soffitto inferiore devesi far ricorrere tutt'attorno ai muri dei travicelli o filarole poggiate sulle riseghe del muro; queste filarole possono tenersi continue sui due muri più corti, mentre vengono poi interrotte contro le faccie verticali delle travi in corrispondenza dei loro incastri nel muro: l'unione a mezzo legno di queste filarole alle travi, oltrecchè indebolire la sezione resistente di queste ultime, renderebbe assai più difficile la posa in opera di tutta l'impalcatura.

Quest'unione a mezzo legno delle filarole si potrebbe fare pei tronchi di trave compresi fra le traverse ed il muro più vicino e solamente quando, come nel caso dell'appoggio sul muro *M* (*Fig. 59, Tav. IV*) sia possibile nella filarola un movimento nel senso dell'asse delle travi in modo da potere fare penetrare il dente di testa del tronco di trave nell'intaglio della traversa continuando poi la scanellatura d'imposta delle travi del soffitto anche nelle faccie verticali del dente d'incastro, ciò che indebolirebbe molto il dente stesso. Crediamo quindi che anche questa unione non sia da suggerirsi, e convenga meglio interrompere la filarola in corrispondenza di tutti gli incastri delle travi nel muro, ponendo come tanti sbatacchi che si possono tenere meglio a posto con chiodature oblique contro le faccie verticali delle travi. I tronchi corti di trave T_2 possono venire anche semplicemente appoggiati sulla risega, ma sarà buona regola interrarli nel muro per otto o dieci centimetri ed anche più (*) riuscendo in tal modo a diminuire lo sforzo che per l'appoggio di questo tronco di trave si esercita sulla traversa. Da quanto si è detto per la posa dell'impalcatura si comprende facilmente come la costruzione di questi solai a travi corte non sia da suggerirsi che in via di ripiego, la spesa di mano d'opera per l'esecuzione degli intagli e per la posa delle travi non essendo certo compensata dall'economia che si può fare usando materiale d'avanzo. La disposizione da noi indicata può essere conveniente quando sia piccola la differenza fra la lunghezza delle travi e la larghezza dell'ambiente, mentre riesce certamente difettosa quando tale differenza aumenti; crediamo che il rapporto

(*) Vedasi però in proposito quanto fu detto a pagina 15.

di $\frac{4}{5}$ fra la lunghezza libera della trave e la larghezza dell'ambiente abbia a considerarsi quasi come un caso limite, oltre il quale conviene forse meglio per le buone condizioni di resistenza dell'impalcatura, giuntare le travi, applicandole e calcolandole poi come le ordinarie travi da solai. Sul tipo dei solai alla SERLIO furono pure costrutti solai per grandi ambienti e con travi cortissime rispetto alle dimensioni degli ambienti stessi (*); ma tali costruzioni hanno più che altro un'importanza nella storia dell'arte del carpentiere e non possono, secondo noi, formare oggetto di studi speciali per l'ingegnere. Tipi di solai a travi corte sono pure i così detti solai a *scomparti* e *poligonalì*, nei quali le travi, o parte delle travi che costituiscono l'impalcatura non sono disposte parallelamente ai muri che limitano l'ambiente (Vedi Opere citate in nota).

Solai in ferro.

31. **Tipi più comuni di solai in ferro.** — Anche pei solai in ferro si possono stabilire due categorie principali cioè *solai a travicelli* e *solai a travi maestre*. Stante la possibilità di sagomare le travi in ferro in modo che il materiale si trovi nelle migliori condizioni di resistenza rispetto alle forze a cui viene assoggettato, i solai a semplici travicelli possono essere applicati anche per portate molto grandi, e si trovano in commercio travicelli a doppio T della lunghezza fino oltre i metri 12,00. Quando però la larghezza degli ambienti da coprire ecceda i metri 8,00, non è più a suggerirsi la costruzione dei solai a semplici travicelli, dovendo in generale ricorrere all'applicazione di tipi speciali di ferri, il che porta aumento di altezza perduta per tutta la superficie del solaio, aumento di quantità di materia da frapporsi alle travi e quindi conseguente aumento del carico sollecitante le travi stesse, ed infine soverchia elasticità di tutto il solaio. I sistemi di solai formati con travi in ferro sono moltissimi; e dal più antico, il sistema VAUX (formato

(*) A Corbeil sulla fine dello scorso secolo fu costruito con travi corte un solaio per magazzino di farina di 14 metri di lato; nel castello del re d'Olanda detto *la Maison de bois* con travi di quercia di metri 2,00 di lunghezza fu costruito un solaio che ricopre un ambiente di metri 20 di lato. Vedi per descrizioni: EMY, *Traité de la charpenterie*, vol. I. — KRAFT, *Ajustements primitifs de charpenterie*. — MAZZOCCHI, *Trattato sulle costruzioni in legno*, ecc.

con travi in ferro a sezione rettangolare e traverse e correntini in ferro quadro) si possono fino ad oggi contare oltre una trentina di tipi di solai in ferro derivati da successive modificazioni introdotte al tipo VAUX, tanto per ciò che riguarda la natura del materiale interposto fra i travicelli in ferro e formante con questi l'impalcatura, quanto per la forma assegnata ai travicelli stessi ed alle traverse. Considerato lo scopo di questa appendice non entreremo a descrivere questi diversi tipi di solai, molti dei quali, oggi addirittura abbandonati, non hanno nelle costruzioni che un'importanza storica. I solai in ferro si dicono anche *perfettamente incombustibili* o *parzialmente incombustibili* a seconda che lo spazio fra travicello e travicello viene costruito con materiale incombustibile (volterrane in laterizi od in cemento) oppure usando traverse in legno.

a) Solai a semplici travicelli (poutrelles).

32. TEMA. — *Studiare un solaio in ferro per ricoprire l'ambiente rappresentato in pianta nella figura 68 (Tav. V) e del quale la superficie, rettangolare, è di metri $5,60 \times 4,00$.*

Descrizione del solaio e norme costruttive. — Per le considerazioni suesposte, trattandosi di un ambiente di cui una delle dimensioni orizzontali è inferiore ai metri 8,00, si adotterà il tipo di solai a semplici travicelli a doppio *T*, costruendo fra i travicelli stessi volterrane piattabandate in mattoni vuoti del tipo rappresentato nella figura 73 (Tav. V), corrispondente ad una corda (distanza fra gli assi dei travicelli) di metri 0,80; cosicchè verranno ad impiegarsi sei travicelli equidistanti fra loro e dai due muri trasversali *M*. Questo particolare tipo di solaio a volterrane piattabandate vuote presenta i seguenti vantaggi: è perfettamente incombustibile, molto leggero, non richiede alcuna armatura pel sottoposto soffitto, bastando il semplice intonaco a ridurre perfettamente piana la superficie inferiore delle piattabande, è cattivo conduttore del calore stante lo strato d'aria che racchiude, riesce di facile e spedita costruzione. I mattoni *copri-ferri* (Fig. 71, Tav. V) costituenti l'imposta delle volterrane sui travicelli sono fatti in modo da coprire l'ala inferiore del doppio *T* rendendo continua la superficie inferiore del solaio ed impedendo che l'intonaco del soffitto vada a contatto del travicello e s'abbiano, per possibili ossidazioni, a verificare macchie nel soffitto stesso. Tre mattoni soltanto, uno di *chiave* e due *intermedi* bastano, coi due copri-

ferri, a completare la volterrana e basta variare il mattone di chiave per ottenere volterrane corrispondenti alle distanze di metri 0,90, metri 0,95, metri 1,00 fra asse ed asse dei travicelli. La superficie esterna dei mattoni è striata nel senso longitudinale per dare miglior presa alla malta, ed il loro spessore cresce dall'imposta alla chiave, dando all'estradosso delle volterrane un andamento arcuato. I mattoni di chiave e gli intermedi hanno la lunghezza di metri 0,20; i copriferri metri 0,11 (*); e vengono messi in opera in modo che si alternano le faccie di giunto trasversali (*Fig. 68 e 72, Tav. V*); non occorrono sagome o centine per la costruzione delle volterrane bastando un semplice regolo per adattare le faccie inferiori dei mattoni tutte in uno stesso piano. Per la costruzione della volterrana si può usare malta di gesso che dà tosto alla volterrana la necessaria solidità e rende, per l'aumento di volume che questa malta subisce nel far presa, meglio adattati i conci d'imposta. Convieni però evitare che questa malta si trovi a contatto coi travicelli, per cui i mattoni copriferri verranno uniti fra loro con malta di calce. Per impedire che l'aumento di volume della malta di gesso possa incurvare i travicelli o si fa procedere contemporaneamente la costruzione delle volterrane lungo tutto l'ambiente, o si sbadacchiano i travicelli mediante traverse in legno *s* (*Fig. 68, Tav. V*).

Tenendo fra i travicelli estremi ed i muri trasversali *M* la stessa distanza che fra gli assi dei travicelli intermedi, conviene per le volterrane estreme o cambiare il mattone di chiave in modo che la corda della volterrana, anche senza un copriferro, resti ancora di metri 0,80 (ciò che si ottiene in questo caso applicando un mattone di chiave corrispondente alle volterrane di metri 0,90 di corda, compresi i due copriferri), (*Fig. 74, Tav. V*); oppure lasciando in aggetto due o tre corsi di mattoni nel muro trasversale (*Fig. 72, Tav. V*) e tagliandoli poi obliquamente in modo da formare il piano d'imposta del mattone intermedio. La prima disposizione è da seguirsi quando nel passare da un piano all'altro viene diminuito lo spessore del muro lasciando internamente una risega; mentre la seconda è da preferirsi quando il muro conservi innalzandosi sempre lo stesso spessore.

Per simmetria di costruzione del solaio potrebbesi anche costruire in corrispondenza dell'interasse medio una voltina la cui corda maggiore compensi lo spessore dei due copriferri mancanti all'imposta

(*) Cataloghi delle fornaci GALOTTI d'Imola.

delle voltine estreme nel muro; ma è da ricordarsi che con questo particolare tipo di solaio tale simmetria non può rilevarsi una volta completato il soffitto e coperte le volterrane, e porta nei due travicelli d'imposta della volterrana centrale aumento di carico maggiore di quello che si verifichi nei travicelli estremi colle due disposizioni prima indicate. Non è necessario però nei calcoli di stabilità tener conto di questo aumento di carico, amenochè non si tratti di sovracarichi eccezionalmente elevati (*). Terminate le volterrane si estradossano con uno strato di malta di calce ordinaria, sul quale, dopo asciutto perfettamente, si spande il terriccio che deve formare il letto del pavimento, avvertendo di tenerne lo spessore in modo che le mattonelle del pavimento non abbiano ad andare a diretto contatto dei travicelli, ma ne distino almeno di due centimetri. Il pavimento verrà costruito con mattonelle di cemento a graniglia secondo il tipo rappresentato nelle figure 68 e 72 (*Tav. V*).

33. Calcolo di stabilità dei travicelli. — Pel tipo di solaio adottato, il *carico permanente* per metro quadrato, escluso il peso proprio dei travicelli, risulta così composto:

Mattonelle di cemento (secondo il tipo proposto)	Kg.	42,000
Terriccio e malta di posa del pavimento	»	70,000
Mattoni vuoti compresi i copriferri	»	80,000
		192,000
Carico permanente per metro quadrato	Kg.	192,000
<i>Carico accidentale</i> , supponendo l'ambiente destinato a		
camera d'ordinaria abitazione	»	160,000
		160,000
Carico totale escluso il peso dei travicelli	Kg.	352,000

(*) La disposizione da qualche costruttore adottata di impostare le volterrane estreme in un ferro a \square in modo che entrambe le imposte di queste ultime volterrane siano elastiche, non è forse da seguirsi inquantochè l'inflessione di questo travicello a \square riuscirebbe visibile superiormente pel distaccarsi del pavimento dalle pareti dei muri trasversali; e può essere adottata soltanto, quando, per essere il muro d'imposta delle volterrane estreme troppo sottile (di spessore inferiore a due teste) e non molto caricato superiormente all'imposta delle volterrane, ne possa venire danneggiata la stabilità per effetto della spinta. In questo caso vengono applicati tiranti in ferro che attraversano tutti i travicelli e le volterrane del solaio e sono fissati mediante dadi a vite ai travicelli estremi impedendo che possa esercitarsi alcuna spinta contro i muri trasversali.

Carico per metro corrente di travicello:

Per la parte dovuta alle volterrane, pavimento e sovracarico, chilogrammi $352 \times 0,80 =$	Kg. 281,60
Peso proprio del travicello stabilito per approssimazione »	<u>12,00</u>
Carico totale per metro lineare di travicello	Kg. 293,60.

Non potendo anche in queste costruzioni tener calcolo con sicurezza dell'incastro dei travicelli nel muro, li considereremo come liberamente appoggiati agli estremi determinandone il *momento inflettente massimo* colla formola

$$M = \frac{1}{8} p l^2 = \frac{1}{8} 293,60 \times 4,00^2 = \text{Kgm. } 587,20.$$

Dimensioni da assegnarsi ai travicelli. — Se, trascurando i raccordi degli angoli, si considera la sezione a doppio T dei travicelli come formata da tre rettangoli α , α' e β (*Fig. 1, Tav. 1^a*) (*) costituenti le due ali e l'anima e si chiama con b l'altezza dei travicelli, con b_1 l'altezza dell'anima (distanza fra le ali), con a la larghezza delle ali e con a_1 la differenza fra la larghezza delle ali e lo spessore dell'anima, il momento d'inerzia I di questa sezione a doppio T , rispetto all'asse principale d'inerzia orizzontale, risulta espresso (**) da

$$I = \frac{1}{12} (a b^3 - a_1 b_1^3)$$

ed il momento specifico $\frac{I}{v}$, essendo $v = \frac{1}{2} b$ da

$$\frac{I}{v} = \frac{1}{6} \frac{(a b^3 - a_1 b_1^3)}{b}.$$

Il *coefficiente di resistenza* all'inflessione nelle membrature in ferro applicate nelle costruzioni civili si può fare salire fino a chilogrammi 10 per millimetro quadrato ed in qualche costruzione si trova spinto questo limite dei carichi permanenti fino a 12 chilogrammi per millimetro quadrato; praticamente però non è buona regola raggiungere questi limiti massimi, ed è da consigliarsi in via generale di

(*) I numeri delle figure e delle tavole in carattere *corsivo* si riferiscono all'Atlante piccolo.
 (***) CANEVAZZI, *Opera citata*, Parte II, pag. 48.

non fare eccedere alle membrature resistenti lo sforzo massimo di 8 chilogrammi per millimetro quadrato. Il momento resistente per la sezione indicata a doppio T risulterà quindi espresso da

$$R \frac{I}{v} = \frac{8}{6} \frac{(ab^3 - a_1 b_1^3)}{b}$$

e l'equazione di stabilità

$$M_{\max} = R \frac{I}{v}$$

diventa in questo caso, esprimendo i momenti in millimetrichilogrammi

$$\text{Kgmm. } 587200 = \frac{8}{6} \frac{(ab^3 - a_1 b_1^3)}{b}$$

da cui

$$\frac{1}{6} \frac{(ab^3 - a_1 b_1^3)}{b} = 73400 = \frac{I}{v}$$

Evidentemente in questa equazione vi sono quattro incognite a , b , a_1 , b_1 e non può venire risolta che od assumendo per le dimensioni dei travicelli quelle date dai *Manuali* o dai Cataloghi delle Case industriali e col sostituirle nell'espressione indicata, verificare se il momento resistente superi od almeno eguagli il momento inflettente, oppure stabilendo dei rapporti fra i simboli a , a_1 , b_1 , b indicati e riducendo così l'equazione di stabilità ad avere una sola incognita.

Il Professore A. SAYNO del Regio Istituto tecnico superiore di Milano dà nelle sue note autografate al *Corso di costruzioni* (Parte II, 1885) la seguente tabella dei rapporti all'altezza b delle altre tre dimensioni notate (*Fig. 75, Tav. V*).

Rapporti	Per b compreso tra millimetri			
	80—150	150—200	200—300	300—400
$\frac{a_1}{b} = \alpha_1 =$	0,444	0,417	0,398	0,361
$\frac{a}{b} = \alpha =$	0,487	0,455	0,435	0,397
$\frac{b_1}{b} = \beta_1 =$	0,870	0,886	0,891	0,892

Molto presumibilmente risultando l'altezza dei travicelli in questo caso particolare compresa fra i limiti da 80 a 150 millimetri, si assumeranno i valori dei rapporti dati dalla corrispondente colonna, cosicchè l'espressione del momento specifico diventa, sostituendo nell'ultima equazione per a , a_1 e b_1 rispettivamente i valori $\alpha_1 b = 0,444b$, $\alpha b = 0,487b$, $\beta_1 b = 0,870b$

$$\frac{I}{v} = \frac{1}{6} \cdot \frac{0,487b^4 - 0,444b \cdot (0,870b)^3}{b} = 73400$$

da cui, risolvendo

$$b^3 = \frac{73400}{0,0324375} = 2262639$$

ossia

$$b = \text{mm. } 132$$

e quindi

$$a = 0,487 \times 132 = \text{mm. } 64,284; \quad a_1 = 0,444 \times 132 = \text{mm. } 58,608;$$

$$b_1 = 0,870 \times 132 = \text{mm. } 114,840.$$

Non sempre però i valori risultanti con questo metodo per le dimensioni dei travicelli corrispondono a tipi esistenti in commercio; quindi praticamente si suole in generale assumere le dimensioni dei travicelli quali si trovano nei Cataloghi dei tipi normali delle ferriere, verificando poi se il loro momento resistente risulti eguale o poco diverso dal momento inflettente. Se, per esempio, si assume per tipo di travicello quello corrispondente al numero 13 della tabella XXXIV data nel *Manuale* del COLOMBO (Pag. 120, 12ª ediz.) il cui momento specifico è dato, riferito al millimetro come unità di misura, da 67800, risulterebbe lo sforzo unitario massimo del materiale di

$$\frac{\text{Kgmm. } 587200}{67800} = \text{Kg. } 8,64 \text{ per mmq. di sezione}$$

sforzo che può ritenersi entro i limiti di sicurezza, e che non verrà certo raggiunto nel caso particolare causa gli incastri parziali agli appoggi dei travicelli (*).

(*) NOTA. È chiaro che se l'espressione del momento d'inerzia per un ferro a doppio T

$$I = \frac{1}{12} (\alpha b^3 - \alpha_1 b_1^3)$$

dà nella pratica risultati sufficientemente esatti, è però sempre una formola

Appoggio dei travicelli. — La lunghezza dell'incastro dei travicelli nel muro si determina in modo analogo a quello indicato a pagina 19; quindi essendo la reazione all'appoggio di chilogrammi $293,60 \times 2 = \text{Kg. } 587,20$ e la larghezza dell'ala di millimetri 62, risulterebbe tale incastro di

$$\frac{\text{Kg. } 587,20}{62 \times 0,06} = \text{mm. } 158.$$

È buona regola però assegnare all'incastro dei travicelli $\frac{1}{20}$ della

approssimata derivando essa come si è detto dall'ipotesi fatta che le due ali e l'anima del travicello siano perfettamente rettangolari. Volendo determinare con maggiore approssimazione questo momento d'inerzia si può considerare la sezione scomposta in tante figure geometriche, triangoli, rettangoli e trapezi di cui si può determinare facilmente il momento d'inerzia rispetto all'asse neutro della sezione, applicando il *teorema di trasposizione* (CANEVAZZI, *Opera citata*, Parte II, pag. 36). Nella figura 1 (*Tav. 1^a*) si è indicata una decomposizione della sezione del ferro a doppio *T* scelto, in modo da potere considerare le due ali come formate ognuna dai due rettangoli A_1 ed A_2 , dai due triangoli uguali A_3 e dai due trapezi A_4 ed A_5 , e l'anima da un solo rettangolo A_6 di baricentro il baricentro della sezione; allora, applicando per ogni figura elementare in cui si è considerata scomposta tutta la sezione, l'espressione

$$I = I_1 + d^2 \Omega$$

si avrà nella somma dei singoli valori di I il momento d'inerzia totale della sezione.

Impiegando l'integrazione approssimata per sommatoria basta scomporre la sezione dell'ala in tante striscie elementari mediante rette vicinissime, parallele all'asse neutro ω_0 della sezione ed equidistanti fra loro; indicando allora con δ l'equidistanza di queste rette, con K la distanza GK fra l'asse neutro della sezione ed il punto di raccordamento dell'anima coll'ala, e con l l'altezza KH dell'ala, l'espressione

$$I = \frac{\delta}{3} [K^2 \omega_0 + 4(K + \delta)^2 \omega_1 + 2(K + 2\delta)^2 \omega_2 + 4(K + 3\delta)^2 \omega_3 + \dots + (K + l)^2 \omega_n]$$

(n numero pari) rappresenta il momento d'inerzia di una delle ali rispetto all'asse ω_0 . Essendo la sezione simmetrica rispetto all'asse ω_0 basta raddoppiare questo valore ed aggiungere il momento d'inerzia del rettangolo MK costituente l'anima (momento preso rispetto al proprio asse principale d'inerzia e quindi dato dalla formola $\frac{1}{12} ab^3$) per avere il momento d'inerzia totale della sezione. Nella figura 1 (*Tav. 1^a*) si è scomposto l'ala in tante striscie di un millimetro di spessore; essendo quindi $K = \text{mm. } 51$, $\delta = \text{mm. } 1$, e risultando le corde in millimetri:

lunghezza libera dei travicelli stessi e quindi in questo caso metri 0,20. Per meglio impegnare i travicelli nella muratura furono applicate chiavi in ferro munite di bolzone (*Fig. 76 e 77, Tav. V*) usando pei bolzoni quadrone di ferro di millimetri 25 e per le chiavi verghe piatte della larghezza di millimetri 35 e dello spessore da 4 a 6 millimetri. Queste chiavi possono anche applicare alternativamente ogni due travicelli, ed anche omettersi in solai molto leggieri; esse contribuiscono però a collegare meglio fra loro i muri del fabbricato ed a rendere meno facile la rotazione della sezione estrema all'appoggio del travicello.

$u_0 = 5,40$	sarà	$K^2 u_0 = \overline{51^2} \times 5,40 =$	13109,40
$u_1 = 6,00$	»	$4(K+\delta)^2 u_1 = 4 \times \overline{52^2} \times 6,00 =$	64896,00
$u_2 = 7,00$	»	$2(K+2\delta)^2 u_2 = 2 \times \overline{53^2} \times 7,00 =$	39326,00
$u_3 = 8,50$	»	$4(K+3\delta)^2 u_3 = 4 \times \overline{54^2} \times 8,50 =$	98744,00
$u_4 = 11,00$	»	$2(K+4\delta)^2 u_4 = 2 \times \overline{55^2} \times 11,00 =$	66550,00
$u_5 = 18,50$	»	$4(K+5\delta)^2 u_5 = 4 \times \overline{56^2} \times 18,50 =$	232664,00
$u_6 = 31,00$	»	$2(K+6\delta)^2 u_6 = 2 \times \overline{57^2} \times 31,00 =$	201428,00
$u_7 = 46,00$	»	$4(K+7\delta)^2 u_7 = 4 \times \overline{58^2} \times 46,00 =$	309488,00
$u_8 = 58,00$	»	$2(K+8\delta)^2 u_8 = 2 \times \overline{59^2} \times 58,00 =$	403796,00
$u_9 = 61,00$	»	$4(K+9\delta)^2 u_9 = 4 \times \overline{60^2} \times 61,00 =$	878400,00
$u_{10} = 61,50$	»	$2(K+10\delta)^2 u_{10} = 2 \times \overline{61^2} \times 61,50 =$	457683,00
$u_{11} = 62,00$	»	$4(K+11\delta)^2 u_{11} = 4 \times \overline{62^2} \times 62,00 =$	953312,00
$u_{12} = 62,00$	»	$2(K+12\delta)^2 u_{12} = 2 \times \overline{63^2} \times 62,00 =$	492156,00
$u_{13} = 62,00$	»	$4(K+13\delta)^2 u_{13} = 4 \times \overline{64^2} \times 62,00 =$	1015808,00
$u_{14} = 62,00$	»	$(K+14\delta)^2 u_{14} = \overline{65^2} \times 62,00 =$	261950,00
				<hr/> 5488710,40

Il momento d'inerzia di ogni ala sarà quindi dato da $\frac{1}{3} \times 5488710,40 = 1829570,13$
 e per le due ali da $1829570,13 \times 2 = 3659140,26$
 a cui aggiunto il momento d'inerzia dell'anima

$$\frac{1}{12} 5,4 \times 102^3 = 477543,60$$

risulta il momento d'inerzia $I = 4136683,86$

ed il momento specifico

$$\frac{I}{v} = \frac{4136683,86}{65} = 63641.$$

Un risultato molto esatto per la determinazione del momento d'inerzia della sezione del ferro a doppio T si può anche ottenere considerando la sezione scomposta in tante striscie elementari mediante rette parallele all'asse y e vicinissime fra loro tanto da potere considerare come rettangoli le aree ele-

34. Determinazione del costo del solaio.

a) *Provvista del materiale:*

N. 6	travicelli in ferro della lunghezza ognuno di metri 4,40 e del peso di chilogrammi 12,60 per metro corrente, chilogrammi 332,64 a lire 0,24	L. 79,83
» 12	bolzoni per chiavi della sezione di millimetri 25 × × 25, lunghi metri 0,40, chilogrammi 1,950 × × 12 = Kg. 23,40 a lire 0,4	» 9,36
» 6	chiavi in verga piatta di millimetri 35 × 4, lunghe metri 0,68 e del peso di chilogrammi 0,733 ognuna,	Kg. 4,398
» 6	chiavi lunghe metri 0,52 e del peso di chilogrammi 0,560 ognuna,	» 3,360
		Kg. 7,758 a L. 0,40 » 3,10
		<i>A riportarsi L. 92,29</i>

mentari mn (Fig. 1, Tav. 1^a); allora chiamando con δx la distanza fra queste rette sarebbe

$$I = \frac{1}{12} \{ ab^3 - 2 \Sigma b^3 \cdot \delta x \}$$

dove a rappresenta la larghezza dell'ala, b l'altezza della sezione, b' le altezze corrispondenti ai singoli rettangoli mn , misurate nelle ordinate medie delle singole striscie elementari. Nella figura 2 (Tav. 1^a) si è determinato il momento d'inerzia di un quarto della sezione del ferro a doppio T applicando il metodo grafico del fascio funicolare o metodo delle *aree ridotte* (CANEVAZZI, *Opera citata*, Parte II, pag. 60). Avendo in questo caso scomposta tutta la figura in tante striscie elementari di larghezza un millimetro, si è trascurato nell'espressione del momento d'inerzia delle singole striscie rispetto all'asse neutro ω_0 della sezione, il valore del momento d'inerzia delle striscie stesse rispetto ai propri assi baricentrici paralleli all'asse neutro; ossia, indicando con δx la larghezza costante delle singole striscie e con y l'ordinata media corrispondente ad un dato trapezio elementare e distante x dall'asse ω_0 , si è assunto come espressione del momento d'inerzia

$$I = \int_{x=0}^{x=OM} x^2 y \delta x.$$

Sull'asse ω distante dalla base b di riduzione dall'asse ω_0 , si sono proiettate in y'_i , ($i=1, 2 \dots 65$), le ordinate medie y_i delle singole striscie elementari, ed il poligono A ottenuto col prolungare fino alle singole ordinate medie i raggi proiettanti da O i punti y'_i rappresenta la *prima linea di riduzione*,

Mattoni copriferrì (occorrendone n. 18 per metro corrente di travicello) compreso lo sfraso $1,05 \times 18 \times 24,00 = n. 454$, a lire 30 il mille	»	13,62
» intermedi, occorrendone n. 10 per metro corrente di voltino, compreso lo sfraso $1,10 \times 10 \times 28 = n. 308$ a lire 100 il mille	»	30,80
» di chiave corrispondenti alle corde di metri 0,80, n. 5 per metro lineare di voltina, compreso lo sfraso $1,10 \times 5 \times 24 = n. 132$ a lire 70 il mille	»	9,24
» di chiave corrispondenti alla corda di metri 0,90, compreso lo sfraso $1,10 \times 5 \times 4 = n. 22$ a lire 80 il mille	»	1,76
Gesso in polvere, per metro quadrato di solaio quintali 0,175 e per metri quadrati 22,4, quintali 3,92 a lire 1,10 (?)	»	4,31
		<i>A riportarsi</i> L. 152,02

ossia, indicando con u'_i le ordinate di questo nuovo diagramma ($u'_i = \frac{x_i y_i}{b}$) sarà

$$\int x^2 y dx = b \int x u' dx$$

e ripetendo sul poligono *A* la stessa costruzione si ottiene nel poligono *B* (relativo alla stessa base b) la seconda linea di riduzione, ossia, indicando con u''_i le ordinate medie di questo secondo diagramma ($u''_i = \frac{u_i x_i}{b} = \frac{x_i^2 y_i}{b^2}$) sarà

$$\int x^2 y dx = b \int x u' dx = b^2 \int u'' dx.$$

Costruendo infine l'integrale di questa espressione (poligono *C*) supposto riferito ancora alla stessa base b , il segmento *MI* che si ottiene rappresenta rispetto alla base cubica b^3 il momento d'inerzia del quarto di sezione del ferro a doppio *T*. Essendosi nella costruzione indicata nella figura 2 assunto $b = \text{mm. } 40$, ed ottenuto $MI = \text{mm. } 32,5$, quindi, tenuto conto della scala del disegno $MI = \text{mm. } 16,25$ sarà il momento d'inerzia dato da

$$I = 4 \times 40^3 \times 16,25 = 4160000.$$

Se si assume $b = \sqrt[3]{v}$ (v semialtezza del travicello) il segmento *MI* che si ottiene rappresenta direttamente il valore di $\frac{I}{v}$ pel quarto di sezione presa a considerare.

Se la distanza costante fra le ordinate estreme delle striscie elementari si tiene eguale ad un millimetro, come nel caso risoluto, e se si considerano i

Riporto L. 152,02

Malta di calce ordinaria per la posa dei mattoni copri-ferro e per l'estradosamento delle volterrane, per metro quadrato di solaio, metri cubi 0,010, e per metri quadrati 22,40, metri cubi 0,224 a lire 12 (?) (*) . » 2,69

b) *Trasporti e mano d'opera:*

Trasporto in cantiere delle travi in ferro colle chiavi (a seconda della percorrenza e delle condizioni delle strade) quintali 3,64 a lire 1,00 (?) » 3,64

Trasporto dei mattoni per volterrane, n. 916 a lire 4,00 (?) il mille » 3,66

Sollevamento dei mattoni (Vedi Analisi a pag. 25) » . . .

Posa dei travicelli (livellazione degli appoggi, adattamento dei mattoni d'imposta, ecc.) quintali 3,33 a lire 1,00 (**). » 3,33

Costruzione delle volterrane, per metro quadrato di solaio giornate di muratore (compresa la preparazione della

A riportarsi L. 165,34

diversi trapezi elementari come rettangoli d'altezza eguale alle ordinate medie dei singoli trapezi (ciò che si può fare con sufficiente approssimazione per striscie elementari di larghezza piccolissima) si può assumere come valore del momento d'inerzia I' di questi rettangoli elementari relativo ai rispettivi assi baricentrici (coincidenti, per l'ipotesi fatta, colle ordinate medie)

$$I' = \frac{1}{12} y \overline{\Delta x^2} = \frac{1}{12} y$$

e quindi

$$\Sigma I' = \frac{1}{12} \Sigma \overline{\Delta x^2} y = \frac{1}{12} \Sigma y.$$

Nel caso particolare risulta per tutta la sezione $\Sigma y = 1565,60$ e quindi

$$\Sigma I' = \frac{1}{12} \Sigma y = 130,$$

valore assolutamente trascurabile in confronto a quello trovato graficamente per

$$I = \int x^2 y dx.$$

(*) A seconda della distanza del cantiere dalla fornace, e dall'acqua occorrente per l'estinzione.

(**) Si può computare da lire 1,00 a lire 3,00 il quintale a seconda della lunghezza dei travicelli e dell'altezza dei piani ove vengono applicati.

Riporto L. 165,34

malta di gesso) n. 0,15 e per metri quadrati 22,40, giornate 3,36 a lire 2,50 (?) »	8,40
Giornate di manovale n. 0,15 e per metri quadrati 22,40, giornate 3,36 a lire 1,50 (?) »	4,04
Spese accessorie per sbadacchiature, consumo attrezzi, ponti di servizio, ecc., 0,15 della mano d'opera, su lire 15,77 »	<u>2,37</u>
Costo complessivo del solaio escluso il soffitto ed il pavimento	L. 180,15

E ragguagliato a metro quadrato di solaio misurato al piano del pavimento

$$\frac{L. 180,15}{4,15 \times 5,67} = L. 7,61.$$

c) *Arricciatura ed intonaco pel soffitto:*

Malta di calce per arricciatura ed intonaco, metri cubi 0,007 a lire 15 L.	0,10
Mano d'opera giornate di muratore 0,045 a lire 2,50 . . . »	0,11
» » manovale 0,045 » 1,30 . . . »	0,06
Spese accessorie (costruzione del ponte di servizio, consumo attrezzi, ecc.) 0,25 della mano d'opera . . . »	<u>0,04</u>
Costo dell'intonaco al metro quadrato	L. 0,31

E ragguagliato a metro quadrato di solaio misurato al piano del pavimento

$$\frac{L. 0,31 \times 22,40}{23,53} = L. 0,29.$$

d) *Pavimento in pietrini di cemento:*

Pietrini e bordure al metro quadrato L.	4,80
Trasporto dei pietrini in cantiere »	...
Spese di materiale cementizio, preparazione del letto e posa del pavimento (Vedi Analisi a pag. 25) . . . »	<u>1,16</u>
Costo del pavimento al metro quadrato	L. 5,96

Costo complessivo del solaio al metro quadrato compreso il pavimento ed il soffitto

$$L. 7,61 + 0,29 + 5,96 = L. 13,86.$$

Costo di tutta la costruzione

$$L. 13,95 \times 23,53 = L. 328,24.$$

Spessore complessivo del solaio:

Intonaco nel soffitto	m. 0,005
Mattone copriferro	» 0,010
Travicelli	» 0,130
Letto del pavimento sopra i travicelli .	» 0,030
Pietrini di cemento	» 0,025
Totale altezza perduta	m. 0,200

b) *Solai a travi maestre poggiate ai due estremi.*

35. TEMA. — *Si vuole coprire con solaio in ferro una sala rettangolare di pianta metri 15,00 × 8,50 (Fig. 78, Tav. V) costruendo il solaio a volterrane vuote.*

Descrizione della costruzione. — Eccedendo la dimensione minore della sala da ricoprire il limite massimo fino al quale praticamente è da suggerirsi di costruire il solaio con travicelli laminati a doppio *T*, converrà in questo caso applicare travi maestre che verranno composte coi tipi normali dei ferri che trovansi in commercio. Di queste travi, stante la lunghezza dell'ambiente da ricoprirsì, se ne possono applicare nel senso trasversale o due soltanto o tre, stabilendo la loro distanza fra asse ed asse e dai muri trasversali o di metri 5,00 o di metri 3,75. Supponiamo che per condizioni speciali o di decorazione o di disposizione di aperture di porte o finestre sia necessario porre due travi maestre soltanto, attaccando a queste i travicelli a doppio *T* che completano l'ossatura del solaio. I travicelli verranno posti alla distanza di metri 0,85 da asse ad asse, e fra essi saranno costrutte volterrane piattabandate vuote del tipo indicato nelle figure 79 e 83 (Tav. V) (*), rispettando per la loro costruzione quanto fu detto a pagina 103. Per non affaticare soverchiamente le travi in ferro si costruirà il pavimento in legno (Fig. 78, Tav. V) ed i listelli di posa poggeranno sulle teste dei travicelli, e saranno tenuti meglio a posto dalla caldana che s'impiega pel rinfianco delle volterrane, caldana formata con un impasto di calce ordinaria e scorie di carbone pestate. Perchè le travi maestre non siano visibili nell'ambiente

(*) Tipi di mattoni forniti dalla fornace BOTTACCHI di Novara.

sottoposto e tolgano così eleganza al soffitto verranno fasciate con canniccio (*Fig. 83, Tav. V*) sul quale verrà applicato prima il rinzafo di malta bastarda poi l'intonaco ordinario in modo che la trave risulti apparentemente di forma parallelepipedica. Per fissare il canniccio alla trave si possono impiegare piccoli tronchi di travicelli t di sezione metri $0,125 \times 0,125$ e di lunghezza tale da potere capitare fra la briglia inferiore della trave e l'intradosso delle volterrane: posti alla distanza di metri 0,60 a metri 0,80 da asse ad asse, sono tenuti fissi alla trave mediante sottili chiavarde a vite c attraversanti l'anima della trave, e con listelli l disposti trasversalmente e sotto la briglia inferiore. Questi montanti in legno possono anche essere tenuti obbligati alla trave dal voltino e senza bisogno delle chiavarde. Ad essi vengono fissati superiormente due listelli n di sezione metri $0,04 \times 0,03$ impegnati mediante chiodatura negli intagli l , ed inferiormente tanti piccoli listelli n' della stessa sezione, disposti a guisa di sbatacchi fra i montanti ed a questi fissati mediante chiodature oblique; a questi listelli si fissa il canniccio per la fasciatura della trave.

36. Calcoli di stabilità.

a) *Travicelli ordinari.* — Pel tipo descritto di solaio il carico permanente per metro quadrato, escluso il peso dei travicelli e delle travi in ferro, risulta così formato:

Volterrane piattabandate vuote (Tipo <i>Fig. 83</i>)	Kg. 90
Rinfianco delle volterrane e letto di posa del reticolato pel pavimento	» 45
Pavimento in legno colla relativa armatura di posa . .	» 27
Carico permanente per metro quadrato	Kg. 162
<i>Carico accidentale</i> supponendo che la sala sovrapposta possa servire anche per pubbliche riunioni	» 300
Carico totale per metro quadrato	Kg. 462

Carico sollecitante un metro corrente di travicello:

Per la parte dovuta al peso delle volterrane, del pavimento ed al sovracarico chilogrammi $462 \times 0,85 =$	Kg. 392,70
Pel peso proprio, stabilito per approssimazione (*) . .	» 22,00
Carico totale per metro lineare	Kg. 414,70

ed in cifra intera chilogrammi 415.

(*) Per avere una norma nello stabilire, anche per approssimazione questo peso proprio, si può cercare nelle tavole date dai *Manuali* il peso per metro lineare dei travicelli capaci di sopportare, per la portata data, il carico totale

Non tenendo quindi calcolo degli incastri e considerando i travicelli liberamente appoggiati agli estremi, sarà per essi il momento inflettente massimo dato da

$$M_{\max} = \frac{1}{8} 415 \times 5^2 = \text{Kg.m. } 1297 = \text{Kgmm. } 1297000$$

e dall'equazione di stabilità

$$M_{\max} = R \frac{I}{v}$$

assumendo per carico di sicurezza R , chilogrammi 8 per millimetro quadrato di sezione e sostituendo per M_{\max} il valore trovato, risulta

$$\frac{I}{v} = \frac{1297000}{8} = 162125.$$

Ora nella tavola XXXIV, pagina 120 del *Manuale* COLOMBO nell'ultima colonna, questo valore di $\frac{I}{v}$ risulta poco inferiore a quello corrispondente al tipo 18 (per quale $\frac{I}{v} = 162200$). Si sceglierà quindi questo tipo di travicello a doppio T , del quale, per controllo, calcolato il momento specifico colla formola approssimata

$$\frac{I}{v} = \frac{1}{6} \frac{a b^3 - a_1 b_1^3}{b}$$

in cui, secondo le dimensioni notate nella citata tavola è, espresso in millimetri, $a = 82$, $b = 180$, $a_1 = 75,1$, $b_1 = 159,2$, risulta

$$\frac{I}{v} = 162227.$$

Appoggio dei travicelli. — Per collegare meglio i travicelli alla

prima calcolato ed in cui non è compreso il peso proprio del travicello. Pel caso particolare questo peso totale sollecitante il travicello sarebbe di chilogrammi $392,70 \times 5 = \text{Kg. } 1963,50$. Ora nella tavola XXXII del *Manuale* COLOMBO (Pag. 118) a questo peso e per una campata di metri 5,00 corrispondono travicelli il cui peso per metro corrente è compreso fra chilogrammi 20,25 e chilogrammi 25,20; si assunse perciò chilogrammi 22 come peso approssimato.

muratura vennero incurvate in senso opposto le due ali (*Fig. 85, Tav. V*) ottenendo così la lunghezza della superficie appoggiata (solo per l'ala inferiore) di metri 0,37; cosicchè lo sforzo unitario di compressione all'appoggio sulla muratura, nell'ipotesi che questo sforzo sia uniformemente ripartito su tutta la superficie d'appoggio risulterebbe di

$$\frac{\text{Kg. } 415 \times 5,00}{2 \times 82 \times 370} = \text{Kg. } 0,024 \text{ per mmq.}$$

L'attacco dei travicelli alla trave maestra verrà eseguito mediante montanti formati con due ferri angolari (*Fig. 81, Tav. V*), contribuendo questi a dare maggiore solidità alla trave coll'impedire l'inflessione laterale della lamiera costituente l'anima. Tenendo per questo attacco, come per la chiodatura corrente, chiodi di millimetri 18 di diametro e quindi di sezione retta $\frac{1}{4} \pi \cdot 18^2 = \text{mmq. } 254,47$, ogni sezione del chiodo può resistere ad uno sforzo tagliante di

$$\text{Kg. } 6,40 \times 254,47 = \text{Kg. } 1628,61,$$

essendosi assunto per coefficiente di resistenza allo sforzo di taglio i $\frac{4}{5}$ del coefficiente di resistenza all'inflessione. E poichè coll'attacco indicato ogni chiodo presenta due sezioni di taglio, quindi una resistenza di chilogrammi 3257,22, basterebbe un solo chiodo per l'attacco del travicello alla trave maestra. Furono invece applicati due chiodi (*Fig. 81, Tav. V*) posti come la chiodatura corrente a metri 0,085 da asse ad asse. Con tale chiodatura però si tende ad impedire la rotazione della sezione estrema del travicello ed a produrre un incastro, al cui momento dovrebbe appunto resistere la coppia formata dai due chiodi d'attacco; ma stante la lunghezza piccolissima del braccio della coppia resistente, lo sforzo tagliante unitario nelle sezioni di rottura dei chiodi risulterebbe elevatissimo (nel caso particolare circa sei volte il carico di sicurezza) qualora specialmente non si tenga calcolo dell'attrito fra le superficie d'incastro. Si può ovviare al pericolo di un eccessivo lavoro del materiale evitando l'incastro perfetto e ciò od applicando un chiodo solo o facendo oblungi orizzontalmente i fori della chiodatura nel travicello, in modo che non sia assolutamente impedito alla sezione estrema di ruotare. Fra le ali dei due ferri d'angolo dei montanti che abbracciano il travicello

si applicherà una lamiera di riporto di spessore eguale all'anima del travicello stesso.

b) *Travi maestre*. — Le travi maestre sono sollecitate da un carico uniformemente distribuito dovuto al peso proprio, che, per falsa posizione, può assumersi di circa chilogrammi 150 per metro corrente di trave, e da un sistema di carichi concentrati simmetricamente disposti rispetto alla mezzaria della trave, dovuti agli appoggi dei travicelli, e rappresentati, per l'ipotesi fatta d'attacco dei travicelli alla trave, ognuno da chilogrammi $415 \times 5 = \text{Kg. } 2075$, ai quali carichi corrisponde una reazione all'appoggio della trave maestra di $\frac{\text{Kg. } 2075 \times 9}{2} = \text{Kg. } 9337,50$. Il momento inflettente massimo corrispondente alla sezione di mezzo della trave sarà quindi dato da

$$M_{\max} = \frac{1}{8} 150 \times 8,50^2 + 9337,50 \times 4,25 - 2075(3,40 + 2,55 + 1,70 + 0,85) = \text{Kgm. } 23402,06 \text{ (*)}$$

I momenti inflettenti corrispondenti alle altre sezioni d'appoggio dei travicelli sono rispettivamente rappresentati (*Fig. 82, Tav. V*) da

$$M_4 = \frac{150 \times 8,50}{2} \times 3,40 - 150 \times \frac{3,40^2}{2} + 9337,50 \times 3,40 - 2075(2,55 + 1,70 + 0,85) = \text{Kgm. } 22465,50$$

(*) *NOTA*. Se invece di considerare il sistema di carichi concentrati si considerasse anche uniformemente ripartito il peso ad essi dovuto, la lunghezza l' di travicello ragguagliata a metro quadrato di solaio, sarà espressa, chiamando con L la lunghezza della trave maestra e con d la distanza fra asse ed asse dei travicelli, da

$$l' = \left(\frac{L}{d} - 1 \right) \frac{1}{L}$$

Cosicchè, indicando con p il peso per metro quadrato di solaio dovuto alle volterrane, al pavimento ed al sovracarico accidentale, con p' il peso proprio per metro corrente di travicello, con p'' quello per metro corrente di trave, il carico P complessivo sollecitante la trave e supposto uniformemente distribuito sarebbe rappresentato per metro lineare di trave da

$$P = \left[p + \left(\frac{L}{d} - 1 \right) \frac{1}{L} p' \right] l + p''$$

Nel caso particolare superiormente considerato, sostituendo ai simboli i valori noti si avrebbe

$$P = \left[462,00 + \left(\frac{8,50}{0,85} - 1 \right) \frac{1}{8,50} \times 22 \right] 5 + 150 = \text{Kg. } 2576,40$$

$$M_3 = \frac{150 \times 8,50}{2} \times 2,55 - 150 \times \frac{2,55^2}{2} + 9337,50 \times 2,55 - \\ - 2075(1,70 + 0,85) = \text{Kgm. } 19857,50$$

$$M_2 = \frac{150 \times 8,50}{2} \times 1,70 - 150 \times \frac{1,70^2}{2} + 9337,50 \times 1,70 - 2075 \times 0,85 = \\ = \text{Kgm. } 14977$$

$$M_1 = \frac{150 \times 8,50}{2} \times 0,85 - 150 \times \frac{0,85^2}{2} + 9337,50 \times 0,85 = \text{Kgm. } 8424,56.$$

Questi valori si possono anche dedurre graficamente sommando le ordinate del poligono funicolare chiuso relativo ai carichi singolari colle ordinate della parabola diagramma dei momenti inflettenti dovuti al peso proprio della trave. Nella figura 82 (*Tav. V*) è stata fatta questa costruzione assumendo per scala delle forze 1 millimetro a rappresentare 200 chilogrammi e come base di riduzione delle aree-momenti il segmento $PC = 50$.

Alle travi maestre si assegnerà pure la sezione a doppio T , composto (*Fig. 81, Tav. V*) con ferri angolari e lamiere ordinarie. L'altezza costante delle travi maestre da solaio si suole praticamente fare variare fra $\frac{1}{18}$ ed $\frac{1}{12}$ della portata, a seconda dell'intensità degli

ed il momento inflettente massimo dovuto a questa speciale ipotesi di carico risulterebbe

$$M_{\max} = \frac{1}{8} 2576 \times 8,50^2 = \text{Kgm. } 23268,$$

valore inferiore a quello trovato tenendo calcolo della discontinuità del carico dovuto all'appoggio dei travicelli. Se dunque il numero dei carichi singolari *equidistanti eguali e simmetricamente disposti* che affaticano la trave di un solaio è *dispari* ossia un carico singolare capita nel mezzo della trave, conviene *nell'interesse della stabilità* calcolare i momenti inflettenti quali si verificano realmente, ossia tenendo conto della discontinuità dei carichi sollecitanti.

Se si volesse considerare uniformemente ripartito il peso dovuto soltanto all'appoggio dei travicelli trascurando il peso di metà delle volterrane estreme d'ogni campo, le quali, essendo impostate sul muro, non affaticano la trave, allora, indicando con p_1 il peso uniformemente distribuito (compreso il peso proprio) che affatica un metro lineare di travicello, la formola precedente, conservando gli stessi simboli, diventa

$$P = p_1 l \left(\frac{L}{d} - 1 \right) \frac{1}{L} + p''.$$

sforzi a cui vengono assoggettate. Nel caso attuale si è assunta l'altezza della trave, escluse le lamiere delle briglie, di metri 0,50; i ferri angolari di millimetri 80 di lato e 10 di spessore; ed alla lamiera verticale costituente l'anima si è assegnato lo spessore di millimetri 12. Indicando ancora con

a la larghezza dell'ala, formata dai due ferri d'angolo e dalla lamiera verticale (millimetri 172)

b l'altezza della trave (millimetri 500)

$\frac{a_1}{2}$ la lunghezza interna del lato dei ferri d'angolo (millimetri 70)

b_1 la distanza fra i lati orizzontali dei ferri d'angolo (millimetri 480)

$\frac{a_2}{2}$ lo spessore dei ferri d'angolo (millimetri 10)

b_2 la distanza fra i lati verticali dei ferri d'angolo (millimetri 340)

δ il diametro dei chiodi (millimetri 18)

il momento specifico della sezione a doppio T composta dei soli ferri d'angolo e dell'anima può essere espresso da

$$\frac{I}{v} = \frac{1}{6b} [ab^3 - a_1b_1^3 - a_2b_2^3 - 2\delta(b^3 - b_1^3)] \quad (*)$$

(*) In questa formola si è dedotto dalla sezione resistente l'area dovuta solo alle chiodature dei ferri angolari colle lamiere orizzontali formanti i pacchetti; e tale deduzione è praticamente sufficiente inquantochè di tutte le chiodature della trave, queste che sono le più lontane dall'asse neutro portano la maggiore alterazione alla resistenza della trave stessa. Molti costruttori trascurano addirittura anche questa deduzione, considerando che, se la chiodatura è ben fatta, per la briglia superiore, soggetta a compressione, si può considerare che anche il chiodo resista e per la briglia inferiore, soggetta a tensione, il ferro, se di buona qualità, trovasi in migliori condizioni di resistenza essendo il coefficiente di resistenza alla tensione maggiore di quello alla compressione.

Nella formola stabilita superiormente che dà il valore di $\frac{I}{v}$ si è tenuto calcolo di questa considerazione solo per le restanti chiodature della trave. Nel caso che si considera, poichè la sezione di momento massimo è quella corrispondente all'attacco del travicello medio, l'espressione esatta del momento specifico, tenendo calcolo di tutte le chiodature sarebbe (*Fig. 3, Tav. 1^a*)

$$\frac{I}{v} = \frac{1}{6b} \left\{ ab^3 - a_1b_1^3 - a_2b_2^3 - (a - a_1)[b_3^3 - (b_3 - \delta)^3] - \right. \\ \left. - (a - a_1 - a_2)[b_4^3 - (b_4 - \delta)^3] + b_5 - (b_5 - \delta)^3 \right\}.$$

in cui, sostituendo ai simboli i valori noti, risulta, esprimendo le dimensioni in millimetri,

$$\frac{I}{v} = \frac{1}{6 \times 500} [172 \times 500^3 - 140 \times 480^3 \times 20 \times 340^3 - 36(500^3 - 480^3)] = 1570784.$$

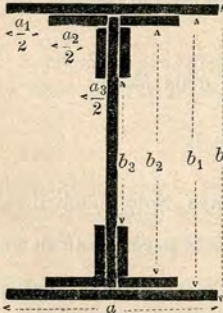
Ed il momento resistente $R \frac{I}{v}$, per $R = \text{Kg. } 8$, avrà il valore

$$R \frac{I}{v} = 1570784 \times 8 = \text{Kgm. } 12566272 = \text{Kgm. } 12566,272.$$

Se si applica per ogni pacchetto della trave e per tutta la sua lunghezza una lamiera di larghezza a_0 e di spessore s , il momento resistente a questa dovuto sarà dato da

$$R \frac{I}{v} = R \frac{(a_0 - 2s) [(b + 2s)^3 - b^3]}{6(b + 2s)}$$

Per ridurre ad una sola incognita l'equazione che dà il momento d'inerzia od il momento specifico di una trave di sezione a doppio T composta con ferri d'angolo e lamiera, momento determinato per differenza di rettangoli, il SAYNO nell'*Opera citata*, Parte II, a pagina 44, dà la seguente tabella di rapporti fra i simboli indicati nella figura rappresentante la sezione della trave.

SEZIONE	RAPPORTI	per b compreso fra mm.		
		250 - 350	350 - 450	450 - 600
	$\frac{a}{b} = \alpha =$	0,667	0,6000	0,5600
	$\frac{a_1}{b} = \alpha_1 =$	0,170	0,1725	0,1709
	$\frac{a_2}{b} = \alpha_2 =$	0,407	0,3500	0,3200
	$\frac{a_3}{b} = \alpha_3 =$	0,060	0,0500	0,0436
	$\frac{b_1}{b} = \beta_1 =$	0,920	0,9200	0,9273
	$\frac{b_2}{b} = \beta_2 =$	0,860	0,8700	0,8836
	$\frac{b_3}{b} = \beta_3 =$	0,453	0,5200	0,5636

dove δ e b sono simboli noti. Assumendo $a_0 = \text{mm. } 200$; $s = \text{mm. } 10$ e sostituendo ai simboli i loro valori si ha per una lamiera del pacchetto

$$R \frac{I}{v} = 8 \frac{(200 - 36) [(500 - 20)^3 - 500^3]}{6 (500 + 20)} =$$

$$= \text{Kgmm. } 6563368 = \text{Kgm. } 6563,368.$$

Il momento resistente della sezione formata dai quattro ferri di angolo, l'anima ed una lamiera per ogni pacchetto, sarà di

$$\text{Kgm. } 12566,272 + 6563,368 = \text{Kgm. } 19129,640.$$

La trave così composta può quindi solo resistere pel tratto dall'appoggio di sinistra fino al punto A , e pel tratto simmetrico; pel tratto medio, fra A , cioè, ed il suo punto simmetrico rispetto alla mezzaria della trave, occorrerà una seconda lamiera per ogni pacchetto: ed ammesso (con che si opera in favore della stabilità) che il momento resistente di questa seconda lamiera sia eguale a quello della prima, basterà nel diagramma dei momenti resistenti portare come ordinata nel detto tratto medio di trave il segmento $\gamma\gamma_1 = \beta\beta_1$, rappresentante nella stessa scala dei momenti inflettenti il momento resistente della prima lamiera, e si avrà nel diagramma $\alpha\beta'\gamma\gamma'$. . . il diagramma dei momenti resistenti delle varie sezioni della trave composta nel modo indicato.

Nei punti M in cui vengono interrotte le lamiere dei pacchetti si applicano due coprigiunti semplici, lunghi metri 0,65 e dello stesso spessore delle lamiere; ed è buona regola di non fare possibilmente capitare questa interruzione delle lamiere del pacchetto in corrispondenza della mezzaria della trave, punto di massimo momento inflet-

L'espressione del momento specifico diventa quindi della forma

$$\frac{I}{v} = \frac{b^3}{6} (\alpha - \alpha_1 \beta_1^3 - \alpha_2 \beta_2^3 - \alpha_3 \beta_3^3)$$

ossia funzione della sola incognita b , altezza della trave. Noto quindi il valore di $\frac{I}{v}$ e trovato quello di b i rapporti dati nella tabella permettono di determinare, in via approssimata, le altre dimensioni della sezione, le quali però dovranno nella scelta definitiva, tenersi subordinate alle dimensioni dei ferri che si trovano in commercio.

tente; mentre in questo punto può farsi capitare il coprighiunto doppio per l'unione della lamiera costituente l'anima (*Fig. 79, Tav. V*).

È conveniente adottare per la lamiera di quest'ultimo coprighiunto uno spessore eguale a quello dei ferri angolari dei pacchetti rendendo così più facile in quel punto l'attacco del montante alla trave maestra (*).

Appoggio delle travi maestre. — Per non affaticare soverchiamente il materiale murario in corrispondenza dell'incastro delle travi maestre si faranno poggiare le travi stesse su scatole in ghisa (*Fig. 79 e 80, Tav. V*) della lunghezza di metri 0,345 e della larghezza di metri 0,325 con ribordi laterali in modo che la trave vi possa essere adattata per una lunghezza di metri 0,30: queste scatole sono fissate mediante bulloni di fondazione ad un cuscinetto di pietra calcarea dura delle dimensioni orizzontali di metri $0,50 \times 0,40$ e dello spessore di metri 0,25. Con tali dimensioni d'appoggio la pressione unitaria portata dalla trave sulla scatola in ghisa nell'ipotesi della uniforme distribuzione della pressione risulterà di

$$\frac{\text{Kg. } 9337,50 + 150 \times 4,25}{300 \times 200} = \frac{9975}{60000} = \text{Kg. } 0,16625 \text{ per mmq.};$$

quella portata dalla scatola di ghisa sul cuscinetto, tenuto calcolo anche del peso della scatola, di

$$\frac{\text{Kg. } 9975 + 40}{345 \times 320} = \text{Kg. } 0,091 \text{ per mmq.}$$

quella portata dal cuscinetto di macigno sulla muratura ordinaria di

$$\frac{\text{Kg. } 9975 + 40 + 125}{500 \times 400} = \text{Kg. } 0,0507 \text{ per mmq.}$$

(*) Applicando pel calcolo della trave la formola del PERISSÉ (*CANEVAZZI, Opera citata, Parte I, pag. 252*)

$$\omega = \frac{Q}{R} \cdot \frac{M}{h}$$

in cui $Q = 0,900$, $R = 8$, $M = 23402060$, $h = 500$ risulterebbe l'area del pacchetto $\omega = \text{mmq. } 5265,45$. Colle dimensioni adottate si è ottenuto invece (trascurando i lati verticali dei ferri d'angolo)

pei due ferri d'angolo (lati orizzontali) ed anima compresa

millimetri $172 \times 10 = \dots \dots \dots \text{mmq. } 1720$

per le due lamiere millimetri $200 \times 20 = \dots \dots \dots \text{ " } 4000$

$\omega = \text{mmq. } 5720$

Nel tratto di trave appoggiata la chiodatura del pacchetto inferiore sarà fatta mediante chiodi a testa cieca (*Fig. 84, Tav. V*) in modo da avere perfettamente piana la superficie d'appoggio. Le teste delle travi poi verranno meglio impegnate alla muratura mediante chiavi in ferro munite di bolzoni (*Fig. 80, Tav. V*).

37. Computo metrico.

a) *Travi composte in ferro*; per ogni trave:

N.	4 ferri d'angolo di sezione millimetri $\frac{80-80}{10}$, lunghi ognuno	
	metri 9,10 e del peso per metro lineare di chilogrammi 12,68,	
	chilogrammi $12,68 \times 9,10 \times 4 =$	Kg. 461,550
»	1 lamiera verticale di sezione millimetri 500×12 , lunga metri 9,10, chilogrammi $7,7 \times 91 \times$ $\times 5,00 \times 0,12$	» 420,420
»	2 lamiere orizzontali formanti i due pacchetti, di sezione millimetri 200×10 , lunghe metri 9,10; chilogrammi $7,7 \times 91 \times 2,00 \times 0,10 \times 2$	» 280,280
»	2 lamiere orizzontali lunghe metri 4,20 di sezione millimetri 200×10 , chilogrammi $7,7 \times 42 \times$ $\times 2,00 \times 0,10 \times 2$	» 129,360
»	2 coprighiunti per lamiera verticale chilogrammi $7,7 \times 4,50 \times 3,40 \times 0,10 \times 2$	» 23,560
»	4 coprighiunti per lamiere del pacchetto, chilo- grammi $7,7 \times 2,00 \times 0,10 \times 6,50 \times 4$	» 40,040
»	24 montanti per l'attacco dei travicelli ed in cor- rispondenza degli appoggi, formati con ferri angolari di sezione millimetri $\frac{80-80}{10}$, chilo- grammi $12,68 \times 0,47 \times 24$	» 143,030
»	4 chiavi alle teste delle travi chilogrammi $7,7 \times$ $\times 16 \times 0,45 \times 0,10 \times 4$	» 18,310
		Kg. 1516,550
Per aumento peso dovuto alle chiodature circa l'8 %		» 120,450
	Peso di una trave sola	Kg. 1637,000

e per n. 2 travi chilogrammi $1637 \times 2 =$ Kg. 3274.

b) *Travicelli a doppio T* del tipo 18, ferriere tedesche (Vedi *Manuale COLOMBO*):

N.	9 della lunghezza ognuna di metri 4,987	m.	44,88
»	18	»	96,66
			Lunghezza totale dei travicelli m. 141,54

ed essendone il peso per metro lineare di chilogrammi 21,90, sarà il loro peso totale di chilogrammi $21,90 \times 141,54 = \text{Kg. } 3099,72$.

c) *Bolzoni per le travi maestre*:

N. 4 del diametro di millimetri 40, lunghi metri 1,30, chilogrammi $7,7 \times 0,13 \times 13 \times 4 = \dots \text{Kg. } 52,00$

d) *Scatole di ghisa per l'appoggio delle travi maestre*:

N. 4 del peso ognuna di circa chilogrammi 45 . . Kg. 180,00

e) *Bolloni di fondazione* provvisti di dadi a vite per l'unione al cuscinetto di macigno delle scatole di ghisa, n. 8 della lunghezza di metri 0,35 e del diametro medio di millimetri 28, chilogrammi $2,20 \times 8 = \dots \text{Kg. } 17,60$

f) *Mattoni speciali per volterrane* (*). Avendo i tipi di mattoni adottati tutti la lunghezza di metri 0,25, ne occorrono n. 4 per metro lineare di volterrana; e poichè nel campo del solaio vi sono dieci volterrane lunghe ognuna metri 15,00, così stabilendo uno spreco di materiale dell'8 %, occorreranno:

Serraglie piene del tipo 12, n.	$4 \times 15 \times 10 \times 1,08$	n.	650 (**)
Mattoni a rombo » 4-A »	$4 \times 15 \times 10 \times 2 \times 1,08$	»	1300
» vuoti » 3 »	$4 \times 15 \times 10 \times 2 \times 1,08$	»	1300
» copriferro »	$4 \times 15 \times 9 \times 2 \times 1,08$	»	1170

g) *Pavimento in legno* metri $15,00 \times 8,50 \dots \text{mq. } 127,50$

h) *Letto del pavimento* formato con malta di calce e scorie di carbone pestate, metri $15,00 \times 8,50 \times 0,10 \dots \text{mc. } 12,75$

i) *Gesso in polvere*, occorrendone circa quintali 0,20 per metro quadrato di solaio, quintali $0,20 \times 127,50 \dots \text{Ql. } 25,50$

k) *Malta di calce ordinaria* pei mattoni copriferro, per metro lineare di travicello metri cubi 0,0008 e per metri 135 mc. 0,11

l) *Travicelli d'abete* di sezione metri $0,125 \times 0,125$ per formare i montanti d'attacco della fasciatura alle travi composte, metri $0,125 \times 0,125 \times 16 \dots \text{mc. } 0,250$

m) *Listelli d'abete* di sezione millimetri 40×30 , per la fasciatura delle travi principali;

per quelli disposti longitudinalmente metri $8,50 \times 4 = \text{m. } 34,00$

» » trasversalmente » $0,20 \times 12 = \text{» } 2,40$

ne occorrono per una sola trave m. 36,40

e per n. 2 travi, in cifra tonda, compreso lo spreco . . m. 70,00

(*) Catalogo fornaci BOTTACCHI di Novara.

(**) Furono arrotondate le cifre rappresentanti il numero dei mattoni occorrenti.

n) *Canniccio* per la fasciatura di una trave composta metri $8,50 \times 0,97 =$ mq. 8,25; e per n. 2 travi, compreso lo spreco mq. 18,00

o) *Chiodi* da soffitto chilogrammi $0,12 \times 18,00$. Kg. 2,16

p) *Filo di rame* » $0,15 \times 18,00$. » 2,70

q) *Malta bastarda* pel rinzafo applicato nella fasciatura delle travi principali $2 \times 8,50 \times 0,97 \times 0,015$ mc. 0,247

r) *Malta di calce* per arricciatura ed intonaco del soffitto;
nei campi fra le travi principali metri $8,50 \times 4,85 \times 0,007 \times 3 =$ mc. 0,866

per la fasciatura delle travi metri $8,50 \times 0,97 \times 0,005 \times 2 =$ » 0,083

mc. 0,949

38. Stima dei lavori.

a) *Provvista del materiale :*

Travi in ferro composte Kg. 3274	a L. 0,50 (*)	L. 1637,00
Travicelli a doppio T » 3099,72	» 0,24	» 743,93
Bolzoni di filone del diametro di millimetri 40 » 52,00	» 0,40	» 20,80
Scatole di ghisa . . » 180,00	» 0,30	» 54,00
Bolloni di fondazioni con dado » 17,60	» 0,80	» 14,08
Mattoni speciali per volte terrane:		
Serraglie piene (tipo 12) N. 650	» 25 il mille	» 16,25
Mattoni vuoti (tipo 3) » 1300	» 35	» 45,50
» copriferro . . » 1170	» 25	» 29,25
Mattoni a rombo (tipo 4-A) » 1300	» 25	» 32,50
Pavimento in legno compresa l'orditura e posa in opera mq. 127,50	» 10	» 1275,00
Letto del pavimento (*) » 12,75	» 5,00 ?	» 63,75
Gesso in polvere . . Ql. 25,50	» 1,50	» 38,25
Malta di calce ordinaria mc. 0,11	» 12,00	» 1,32

A riportarsi L. 3971,63

(*) Questo prezzo può variare da lire 0,50 a lire 0,65 il chilogramma a norma dell'organizzazione della fabbrica costruttrice.

Riporto L. 3971,63

Travicelli d'abete di sezione metri 0,125 ×				
× 0,125 mc.	0,250	a L.	42,00	» 10,50
Listelli d'abete di sezione metri 0,04 × 0,03 . . m.	70,00	»	0,10	» 7,00
Canniccio mq.	18,00	»	0,10	» 1,80
Chiodi Kg.	2,16	»	1,00	» 2,16
Filo di rame »	2,70	»	2,50	» 6,75
Malta bastarda mc.	0,247	»	15,00	» 3,71
» per arricciatura ed intonaco »	0,949	»	15,00	» 14,23

Importa il materiale occorrente L. 4017,78

b) *Trasporti e mano d'opera:*

Trasporto, a piè d'opera delle travi, dei travicelli, delle scatole in ghisa, quintali 66,21 a lire 1,00 (?) il quintale . . .	L.	66,21
Trasporto dei mattoni per le volterrane n. 4420 a lire 4 (?) il mille »		17,68
Trasporto travicelli e listelli d'abete, cannicci, ecc. »	
Sollevamento posa in opera delle travi composte, nolo d'attrezzi, ecc., quintali 32,74 a lire 0,90 il quintale »		29,46
Sollevamento e posa dei travicelli a doppio T, quintali 30,98 a lire 1,00 il quintale (**). »		30,98
Costruzione delle volterrane fra i travicelli, per ogni metro quadrato giornate di muratore 0,18 e per metri quadrati 127,50, giornate 23 a lire 2,50. »		57,50
Giornate di manuale 23 a lire 1,50 »		14,50

A riportarsi L. 216,33

(*) Questo impasto per letto del pavimento può essere formato con malta di calce e scorie di carbone triturate nella proporzione in volume di 1:5.

(**) (Vedi nota a pag. 101). In questo prezzo si può intendere compreso anche l'attacco dei travicelli alle travi maestre, nell'ipotesi che il materiale posto in cantiere sia già provvisto degli occorrenti fori per le chiodature, e non vi sia bisogno che di adattare le teste dei travicelli fra i montanti delle travi maestre, ed eseguire le chiodature a caldo. Volendo computare separatamente questo lavoro si può calcolare che il tempo impiegato da un operaio speciale e due garzoni d'aiuto per l'applicazione a caldo di un chiodo battuto, in condizioni analoghe a quelle considerate, e tenuto calcolo del tempo perduto per spostare il fornello, ecc., varii dai cinque ai sette minuti.

Ripporto L. 216,33

Sollevamento della caldana per formare il letto del pavimento (Nota a pag. 27)	»	
Sollevamento dei mattoni e del materiale cementizio occorrente	»	
Per la fasciatura delle travi composte, per metro lineare di trave, giornate di falegname per tagliare ed adattare i montanti ed i listelli, n. 105 e per metri 17,00 di travi giornate n. 2,55 a lire 3,00	»	7,65
Muratore e manovale per l'attacco del canniccio e l'applicazione del rinzafo e dell'intonaco, metri $17 \times 0,97 =$ = mq. 16,50 a lire 0,45 il metro quadrato (Analisi a pag. 28)	»	7,45
Per l'applicazione dell'intonaco al soffitto sotto le volterrane, metri quadrati 123,80 a lire 0,16 il metro quadrato (Analisi a pag. 115)	»	19,81
Spese accessorie per consumo attrezzi, costruzione ponti di servizio, ecc. $\frac{1}{10}$ della mano d'opera, su lire 145	»	14,50

Ammontano le spese per trasporti e mano d'opera a L. 265,74

Costo totale del solaio con pavimento, soffitto, ecc., ecc.

$$L. 4017,78 + 265,74 = L. 4283,52$$

e per metro quadrato di solaio misurato al piano del pavimento

$$\frac{L. 4283,52}{127,50} = L. 33,60.$$

Costo al metro quadrato di solaio escluso il pavimento ed il soffitto, e compresa quindi unicamente l'orditura in ferro e la costruzione delle volterrane:

Per provvista di materiale	$\frac{L. 2632,88}{127,50}$	L. 20,65
Trasporti e mano d'opera	$\frac{L. 228,33}{127,50}$	» 1,79
Spese accessorie $\frac{1}{10}$ di lire 1,79	»	0,18

Totale L. 22,62

c) *Solai con travi continue.*

39. TEMA. — *Si vuole utilizzare ad uso pubblico il piano terra del fabbricato rappresentato in pianta nelle figure 86 e 87 ed in sezione nelle figure 88 e 89 (Tav. VI), sostenendo con travi in ferro i muri trasversali e di tramezzo dei piani superiori; e costruendo pure in ferro tutte le impalcature.*

Per la particolare disposizione assegnata agli ambienti del primo piano, converrà porre due travi principali a sostegno dei due muri trasversali M , essendo ciò permesso dalle aperture di porte e finestre che si riscontrano nei muri esterni al piano terra; e poichè sopra queste poggerebbero anche le travi secondarie che sostengono i muri di tramezzo N , così, per non affaticare soverchiamente le travi principali, il che condurrebbe ad assumere per esse dimensioni tali da urtare forse contro l'eleganza della costruzione, e fors'anche contro le buone regole d'economia del fabbricare, si è stabilito un sostegno nel punto di mezzo delle travi stesse, sostegno formato con colonnine di ghisa, applicando poi, per ragioni di estetica, due mezze colonnine alle estremità delle travi stesse. La figura 86 fa vedere la disposizione dei travicelli costituenti il solaio del primo piano; e nelle figure 88 e 89 si può rilevare come nel secondo piano i travicelli del solaio per la sala centrale sono disposti nello stesso senso di quelli del primo piano, mentre per le quattro camere laterali i travicelli si sono disposti in senso normale ai precedenti, ossia parallelamente ai muri trasversali M , in modo che appoggiano colle loro estremità sui due muri M_1 ed M_2 e nel loro punto medio sul muro di tramezzo N . I solai tanto del primo come del secondo piano furono costrutti perfettamente incombustibili adottando per le piattabande fra i travicelli tavelloni vuoti della lunghezza di metri 0,80 (*), distanza assunta fra i travicelli stessi.

I particolari di costruzione di queste piattabande sono rappresen-

(*) Questi tavelloni a piattabanda, le cui dimensioni trasversali sono di metri $0,20 \times 0,09$, si prestano ad un'elegante e speditissima costruzione delle piattabande pei solai in ferro; se ne possono ottenere anche per lunghezze maggiori, metri 0,85, 0,90 (Catalogo fornaci GALOTTI, Imola) ed offrono grandissima resistenza, specialmente se applicati coi mattoni copri-ferro. Per la compilazione delle analisi dei pesi ci riferiremo pure ai tipi dei mattoni vuoti adottati, allo stesso Catalogo.

tati nelle figure 95, 96, 97 (*Tav.* VII) ed anche con questi tavelloni la superficie piana del soffitto sottoposto è ottenuta col semplice intonaco applicato alle faccie inferiori dei tavelloni stessi. I pavimenti del primo piano si suppongono costrutti tutti in legno, quelli del secondo piano in mattonelle marsigliesi. Sovra il secondo piano si è supposto non esista che un soffitto non sovraccaricato. Non ci occuperemo dello studio dei solai a semplici travicelli del secondo piano, rimandando per essi lo studioso agli esempi già risolti, e ci occuperemo solo dello studio dell'impalcatura del primo piano. Per rendere tutta la costruzione molto leggiera si sono costrutti tutti i muri interni in mattoni vuoti.

40. Calcoli di stabilità.

a) *Analisi dei pesi.* — I muri di tramezzo *N* del secondo piano formati con tavelloni in foglio pesano per metro quadrato:

Pei tavelloni, delle dimensioni di metri $0,50 \times 0,20 \times 0,42$ del peso ognuno di chilogrammi 4,25 (marca 2), occorrendone n. 10 per metro quadrato	Kg. 42,50
Arricciatura ed intonaco circa	» 16,00
	<u>Totale Kg. 58,50</u>

ed in cifra tonda si assumeranno chilogrammi 60.

I muri trasversali *M* allo stesso piano superiore, formati pure con mattoni vuoti dello spessore di una testa (metri 0,15); ed i muri di tramezzo *N* del primo piano pesano per metro quadrato:

Mattoni forati (marca 141) delle dimensioni di metri $0,25 \times 0,15 \times 0,11$, e del peso ognuno di chilogrammi 2,600, occorrendone n. 27 per ogni metro quadrato di muro	Kg. 70
Arricciatura ed intonaco	» 16
	<u>Complessivamente Kg. 86</u>

ed in cifra tonda chilogrammi 90.

I muri trasversali *M* del primo piano dello spessore di due teste (metri 0,25) formati pure con mattoni vuoti (marca 141) pesano per metro quadrato:

Mattoni vuoti, occorrendo n. 54 per metro quadrato di parete, Kg. 140	
Malta di calce per la formazione del muro, arricciatura ed intonaco	» 30
	<u>Peso per metro quadrato dei muri <i>M</i>, Kg. 170</u>

Il peso totale per metro quadrato di solaio della sala centrale al secondo piano si può considerare così formato:

Per l'impalcatura (travicelli tipo 16) piattabande vuote e soffitto	Kg. 130
Pel pavimento in mattonelle marsigliesi compreso il suo letto »	70
Carico accidentale »	206
Peso totale per metro quadrato di detto solaio	<u>400</u>

Per le quattro camere laterali pure al secondo piano, il peso per metro quadrato di solaio risulta:

Pei travicelli (tipo 14) piattabande e soffitto	Kg. 110
Pel pavimento e suo letto »	70
Pel carico accidentale »	150
Carico totale per metro quadrato	<u>330</u>

Il peso proprio per metro lineare dei muri di tramezzo *N* al secondo piano (alti metri 3,50) diventa quindi di

$$\text{Kg. } 60 \times 3,50 = \text{Kg. } 210;$$

quello dei muri trasversali *M* allo stesso piano di

$$\text{Kg. } 90 \times 3,50 = \text{Kg. } 315;$$

pei muri di tramezzo *N* al primo piano (alti metri 4,50)

$$\text{Kg. } 90 \times 4,50 = \text{Kg. } 405;$$

pei muri trasversali *M* pure al primo piano

$$\text{Kg. } 170 \times 4,50 = \text{Kg. } 765.$$

Cosicchè il peso per metro lineare di muro di tramezzo affaticante le travi secondarie dell'impalcatura del solaio al primo piano, supposta la perfetta sovrapposizione delle aperture di porte risulta di

$$\text{Kg. } 210 + 405 = \text{Kg. } 615$$

e pei muri trasversali *M*, di

$$\text{Kg. } 315 + 765 = \text{Kg. } 1080.$$

Amnesso che il soffitto sovrapposto agli ambienti del secondo

piano sia sostenuto da travicelli aventi la stessa disposizione dei travicelli del solaio sottoposto, siano disposti cioè in senso trasversale al fabbricato per le quattro camere laterali ed in senso longitudinale per la sala centrale, il peso totale che deve calcolarsi per metro lineare di muro sostenuto dall'impalcatura del primo piano, tenendo calcolo del peso dei pavimenti e del soffitto del piano superiore, sarà:

Pei muri di tramezzo N di

$$\text{Kg. } 615 + 330 \times 4 \times \frac{5}{4} + 40 \times 4 = \text{Kg. } 2425$$

in cui nella determinazione del carico dovuto al solaio si è tenuto conto della continuità dei travicelli;

E pei muri trasversali M di

$$\text{Kg. } 1080 + 400 \times 2,50 + 40 \times 2,50 = \text{Kg. } 2180.$$

Il carico totale per metro lineare di travicello dell'impalcatura al primo piano, supponendo per tutti gli ambienti di questo piano tenuto lo stesso sovracarico, risulta così formato:

Peso dei tavelloni-piattabande, dei copriferro e della malta di collegamento, chilogrammi $90 \times 0,80$	Kg. 72
Peso proprio del travicello, per approssimazione	» 20
Peso del pavimento in legno compresa l'armatura ed il letto di posa, chilogrammi $100 \times 0,80$	» 80
Peso del soffitto, chilogrammi $20 \times 0,80$	» 16
Sovracarico chilogrammi $260 \times 0,80$	» 208
	Kg. 396

ed assumeremo in cifra tonda il carico totale per metro corrente di travicello dell'impalcatura al primo piano di 400 chilogrammi.

b) *Calcolo dei travicelli ordinari.* — Trascurando al solito l'incastro dei travicelli nei muri o nelle travi maestre, e considerandoli liberamente appoggiati agli estremi, dall'equazione di stabilità

$$M_{\max} = \frac{1}{8} p l^2 = R \frac{I}{v},$$

per $R = \text{Kg. } 8$ per millimetro quadrato di sezione, $l = \text{m. } 5,00,$

$p = \text{Kg. } 400$, risulta, espresso in millimetri,

$$\frac{I}{v} = 156450.$$

Il travicello tipo 18 (*Manuale COLOMBO*) delle ferriere tedesche presenta un momento specifico di 162200, e si adotterà quindi questo tipo che garantisce la resistenza, in base al coefficiente assunto di chilogrammi 8, per millimetro quadrato. Per l'attacco dei travicelli ordinari alla trave maestra, calcolato in base allo sforzo tagliante (Pag. 119) basterebbe un solo chiodo e ne furono invece applicati tre.

c) *Calcolo dei travicelli di sostegno dei muri di tramezzo N.* — Questi travicelli sono sollecitati da un carico uniformemente distribuito su tutta la loro lunghezza e dovuto:

Al loro peso proprio, per approssimazione di Kg. 50

All'appoggio delle due piattabande laterali dei solai del primo

piano, di » $\frac{400}{2}$

Complessivamente di Kg. 450

e da due carichi ripartiti nei due tratti laterali AC e DB (*Fig. 111, Tav. VII*), dovuti all'appoggio dei muri di tramezzo N ; mentre il tratto centrale CD di lunghezza metri 1,00, è occupato dal vano della porta, di cui la larghezza è appunto di metri 1,00 e l'altezza di metri 2,20. Supponendo che anche il peso dovuto alla parte di muro sovrastante all'architrave della porta venga uniformemente ripartito sui due tratti laterali AC e DB , questo peso uniforme sarà di

$$\frac{\text{Kg. } 2425 \times 5 - 2,20 \times 1,00 \times (\text{Kg. } 60 + 90)}{4} = \text{Kg. } 2948,75$$

che in cifra tonda potremo assumere di chilogrammi 2950 per metro lineare di travicello.

Il momento inflettente massimo dovuto a questa particolare sollecitazione del travicello si verifica nel punto di mezzo; ed essendo di

$$\text{Kg. } 2950 \times 2 + 450 \times 2,50 = \text{Kg. } 7025$$

la reazione tanto all'appoggio sul muro quanto all'appoggio sulla trave, per l'ipotesi fatta di non tener conto degli incastri, tale momento sarà

$$M_{\max} = \text{Kg. } 7025 \times 2,50 - 2950 \times 2,00 \times 1,50 - 450 \times 2,50 \times 1,25 = \text{Kgm. } 7306,25 = \text{Kgmm. } 7306250.$$

Supponendo il coefficiente di resistenza $R = \text{Kg. } 8$ per millimetro quadrato, dovrà la trave occorrente avere un momento specifico, dato in millimetri,

$$\frac{I}{v} = \frac{7306250}{8} = 913281.$$

Al profilo tipo 124 della Società PHÖNIX di cui le dimensioni sono notate nella figura 94 (*Tav. VI*) corrisponde un momento specifico, espresso in millimetri (*) 458000, cosicchè applicando due di questi travicelli accoppiati si ha un momento specifico complessivo di 916000. È da suggerirsi, pel caso particolare di adottare questi tipi a preferenza di altri, che abbiano, corrispondentemente allo stesso momento specifico, un'altezza maggiore, a meno che, lasciando poi nella composizione del solaio questi travicelli colle ali più basse del piano del soffitto (ciò che per altro condurrebbe a modificare l'imposta delle piattabande su questi travicelli), non si dia al soffitto una disposizione a cassettoni che potrebbe del resto in questo caso riuscire elegantissima. Per tenere bene uniti fra di loro questi travicelli accoppiati, si possono applicare a distanza di circa metri 1,50 delle chiavarde a vite munite di manicotto cilindrico internamente (*Fig. 110, Tav. VII*), tenendo un'eguale disposizione per l'attacco della chiave all'appoggio dei travicelli sul muro (*Fig. 107, 108, 109, Tav. VII*). I fori per le chiavarde verranno praticati nel mezzo dell'anima del travicello non alterandosi in tal modo sensibilmente la resistenza del travicello all'inflessione.

Attacco dei travicelli accoppiati alla trave maestra. — Le figure 103-106 (*Tav. VII*) rappresentano i particolari d'attacco dei travicelli alla trave maestra; trascurando l'incastro e tenendo calcolo dello sforzo tagliante come se i travicelli fossero liberamente appoggiati ai loro estremi, il numero n di chiodi occorrenti per ogni travicello, e considerando che alla testa del travicello ogni chiodo offre due sezioni di taglio, sarebbe rappresentato da

$$n = \frac{7025}{2 \times 2 \times \frac{4}{5} R \pi \frac{d^2}{4}}$$

in cui ponendo $d = 16$ millimetri, $R = \text{Kg. } 8$ per millimetro quadrato,

(*) MÜLLER-BRESLAU, *Resultate für die Berechnung eiserne Träger und Stützen*, Tab. 1, pag. 37.

risulterebbe in cifra intera, e per ogni travicello, $n = 2$; ma tenendo calcolo dell'incastro parziale che può verificarsi si assunse $n = 4$, e, per potere unire le teste dei travicelli agli squadri d'attacco, non essendo possibile, per la particolare disposizione dell'attacco stesso eseguire le chiodature a caldo, s'impiegarono chiavarde a vite munite internamente dei manicotti cilindrici, e si fecero inoltre poggiate le ali inferiori dei travicelli sopra uno squadro S formato con un ferro angolare fissato all'anima della trave. Ad impedire che per effetto dell'inflessione dei travicelli si potesse inflettere anche l'anima della trave, la parte interna della trave stessa venne rinforzata con lamiere ripiegate a C (*Fig. 106, Tav. VII*) che hanno per iscopo di far concorrere tutta la sezione della trave a resistere alla deformazione che tende a causare l'attacco dei travicelli. La superficie d'appoggio dei travicelli accoppiati sul muro esterno essendo di metri $0,30 \times 0,236 = \text{mq. } 0,071$, risulterà la pressione unitaria, supposta uniformemente ripartita, di

$$\frac{\text{Kg. } 7025}{710} = \text{Kg. } 9,89 \text{ per cmq.}$$

Si è quindi posto sotto le teste dei travicelli all'appoggio sul muro un cuscinetto di pietra calcare dello spessore di metri 0,15 e delle dimensioni orizzontali di metri $0,38 \times 0,38$ riducendo così lo sforzo unitario di compressione sulla muratura in mattoni a

$$\frac{\text{Kg. } 7025}{38^2} = \text{Kg. } 4,86 \text{ per cmq.}$$

d) Calcolo delle due travi principali composte. — Queste travi sono sollecitate da un carico uniformemente distribuito su tutta la loro lunghezza rappresentato dal loro peso proprio, che per falsa posizione possiamo assumere di chilogrammi 100, e dal peso del solaio che, per semplicità di calcoli, potremo supporre uniformemente distribuito su tutta la lunghezza delle travi e rappresentato dal prodotto del peso di un metro quadrato di solaio (chilogrammi $400:0,80 = \text{Kg. } 500$) per la lunghezza dei travicelli (metri 5,00), ossia sarà il peso p , uniformemente distribuito su tutta la trave N

$$\text{Kg. } 500 \times 5 + \text{Kg. } 100 = \text{Kg. } 2600$$

e da un carico che potrassi pure considerare uniformemente distri-

buito nel tratto medio DE di trave e dovuto al muro trasversale M ; e questo carico sarà rappresentato (*Fig.* 112, *Tav.* VII) da

$$\frac{\text{Kg. } 2180 \times 8 - 2 \times 1,00 \times 2,20 (90 + 170)}{6} = \text{Kg. } 2716.$$

essendosi supposto per semplicità di calcoli che le aperture delle porte nel muro sovrapposto capitino precisamente alle due estremità delle travi, ciò che realmente non si verifica che quando nel passare da piano a piano venga lasciata una risega nella parte interna del muro (*Fig.* 88, *Tav.* VI), ma che praticamente si può in ogni caso supporre, operando in favore della stabilità. L'espressione generale del teorema dei tre momenti per travi continue comunque caricate (*)

$$M_{k-1} l_{k-1} + 2 M_k (l_{k-1} + l_k) + M_{k+1} l_k = l_{k-1} v''_k + l_k v'_k + 6EI \left(\frac{y_{k+1} - y_k}{l_k} - \frac{y_k - y_{k-1}}{l_{k-1}} \right)$$

dove, per appoggi tutti a livello

$$y_{k+1} - y_k = y_k - y_{k-1} = 0;$$

per un peso p_1 uniformemente distribuito su tutta la trave

$$v'' = -\frac{p_1 l_{k-1}^2}{4} \quad \text{e} \quad v' = -\frac{p_1 l_k^2}{4}$$

e per un peso p_2 uniformemente distribuito sopra un solo tratto x_1, x_2 di trave

$$v'' = - \int_{x_1}^{x_2} \frac{p_2 a}{l_{k-1}^2} (l_{k-1}^2 - a^2) da$$

$$v' = - \int_{x_1}^{x_2} \frac{p_2 b}{l_k^2} (l_k^2 - b^2) db$$

(*) CANEVAZZI, *Opera citata*, Parte II.

in cui a pel primo integrale e b pel secondo rappresentano le variabili indipendenti, diventa, quando, eseguendo le integrazioni, si ponga pei limiti nel primo integrale che dà il valore di v'' (Fig. 112) $x_1 = b_1$, $x_2 = c_1$; e $l_{k-1} = l_1$, $p_2(x_2 - x_1) = Q_1$ e nel secondo che dà il valore di v' , $x_2 = l_2 - b_2$, $x_1 = l_2 - c_2$, $l_k = l_2$, $p_2(x_2 - x_1) = Q_2$,

$$M_0 l_1 + 2 M_1 (l_1 + l_2) + M_2 l_2 + \frac{Q_1 (c_1 + b_1) (2l_1^2 - b_1^2 - c_1^2)}{4l_1} + \\ + \frac{Q_2 (c_2 + b_2) (2l_2^2 - b_2^2 - c_2^2)}{4l_2} + \frac{p_1 l_1^3}{4} + \frac{p'_1 l_2^3}{4} = 0 (*)$$

ed essendo pel caso particolare che si considera

$$M_0 = M_2 = 0; l_1 = l_2 = \text{m. } 4,00; c_1 = c_2 = \text{m. } 4,00; b_1 = b_2 = \text{m. } 1,00$$

$Q_1 = Q_2 = \text{Kg. } 2716 \times 3 = \text{Kg. } 8148$; $p_1 = \text{Kg. } 2600$, si avrà sostituendo

$$2M_1(4 + 4) + 2 \frac{8148(4 + 1)(32 - 1 - 16)}{4 \times 4} + 2 \frac{2600 \times 64}{4} = 0$$

da cui

$$M_1 = - \text{Kgm. } 9971.$$

La reazione nel primo appoggio A (e quindi anche quella sull'appoggio C) dedotta coll'esprimere il momento M_1 in funzione di questa reazione incognita R_a e delle forze note che agiscono sulla trave, cioè ponendo

$$M_1 = - 9971 = R_a l_1 - p_1 \frac{l_1^2}{2} - \frac{p_2 (c_1 - b_1)^2}{2}$$

diventa, sostituendo ai simboli i loro valori noti

$$R_a = \frac{\text{Kg. } 2600 \times 8 - 2716 \times 4,50 - 9971}{4} = \text{Kg. } 5763:$$

ed analogamente la reazione R_b' sull'appoggio centrale B , dedotta col prendere l'espressione del momento rispetto ad una delle sezioni estreme A o C , e per la parte dovuta all'appoggio di una sola delle

(*) MÜLLER-BRESLAU, *Opera citata*, pag. 18.

campate laterali è data da

$$R_b' = \frac{p_1 \frac{l_1^2}{2} + p_2 (c_2 - b_2) \left(b_2 + \frac{c_2 - b_2}{2} \right) - M_1}{l_2}$$

ossia sostituendo, da

$$R_b' = \frac{2600 \times 8 + 2716 \times 3 \times 2,50 + 9971}{4} = \text{Kg. } 12785,$$

e la reazione totale R_b dovuta all'appoggio di entrambe le due campate sarà

$$R_b = 2 R_b' = \text{Kg. } 25570.$$

E per controllo

$$R_a + R_b + R_c = \text{Kg. } 37096 = Q_1 + Q_2 + p_1 (l_1 + l_2).$$

Il diagramma dei momenti inflettenti per il tratto AD di trave sarà una parabola d'equazione

$$5763 x - \frac{2600 x^2}{2}$$

ed il suo valore per $\alpha = 1,00$ ossia nella sezione D diventa

$$M_d = 5763 \times 1,00 - 1300 = \text{Kgm. } 4463$$

per il tratto DB di trave l'equazione del momento inflettente diventa

$$5763 x - \frac{2600 x^2}{2} - \frac{2716 (x - 1)^2}{2},$$

equazione che ha il suo valor massimo corrispondente alla sezione di ascissa

$$x = \frac{5763 + 2716}{2600 + 2716} = \text{m. } 1,60$$

ed eguale a

$$M_{\max} = 5763 \times 1,60 - \frac{2600 \times 1,60^2}{2} - \frac{2716 \times 0,60^2}{2} = \text{Kgm. } 5405$$

ed il valore zero corrispondente all'ascissa $x = 3,02$.

Stante la lunghezza piccola d'ogni portata della trave principale (metri 4,00), si è creduto conveniente costruire la trave stessa non d'uniforme resistenza, assumendone invece la sezione costante e capace di resistere al momento inflettente massimo (chilogrammetri 9971) che si verifica in corrispondenza dell'appoggio medio.

Assunta quindi la sezione della trave a cassone, ciò che torna opportuno pel facile appoggio su di essa dei muri trasversali M , se ne è stabilita a priori l'altezza di metri 0,40, tenendo la distanza fra le due lamiere verticali di metri 0,10 (*Fig.* 92, 98, 104, *Tav.* VI, VII), fissando alle lamiere stesse per l'attacco delle lamiere orizzontali del pacchetto quattro ferri angolari a lati eguali di millimetri 70, di spessore millimetri 8, ed assegnando eguale spessore alle due lamiere verticali. La trave così composta ed escluse le lamiere orizzontali del pacchetto, presenta un momento specifico, espresso in millimetri (*Fig.* 100, *Tav.* VII) da

$$\frac{I}{v} = 2 \frac{178 \times 400^3 - 62 \times 384^3 - 8 \times 260^3 - 16 (400^3 - 384^3)}{6 \times 400} =$$

$$= 1019000$$

in cui si sono dettratti solo i fori pei chiodi (di millimetri 16 di diametro) esistenti nel lato orizzontale dei ferri d'angolo (Pag. 122). Il momento resistente offerto dalla sezione accennata sarà quindi, assumendo come coefficiente di sicurezza $R = \text{Kg. } 7$ per millimetro quadrato,

$$R \frac{I}{v} = 1019000 \times 7 = 7133000$$

cosicchè le lamiere orizzontali da applicarsi devono presentare un momento di resistenza espresso, in millimetri-chilogrammi, dalla differenza

$$\text{Kgmm. } 9971000 - 7133000 = \text{Kgmm. } 2838000$$

ossia un momento specifico dato in millimetri da

$$\frac{I}{v} = \frac{2838000}{7} = 405430.$$

Assumendo lamiere orizzontali larghe millimetri 260, e chiamando con x lo spessore incognito complessivo da assegnarsi alle lamiere

d'ogni pacchetto, risulterebbe il valore di x dato dall'espressione

$$\frac{I}{v} = 405430 = \frac{260(400 + 2x)^3 - 260 \times \overline{400^3} - 2 \times 16 \{ (400 + 2x)^3 - \overline{400^3} \}}{6 \times (400 + 2x)}$$

che risolta rispetto ad x darebbe in cifra intera $x = \text{mm. } 4$. Assumendo invece $x = \text{mm. } 6$, risulta, sostituendo, per le sole lamiere orizzontali

$$\frac{I}{v} = \frac{(260 - 32) (\overline{412^3} - \overline{400^3})}{412 \times 6} = 549833.$$

Lo sforzo di taglio massimo all'appoggio sulla colonna, supponendo anche che a questo resistano solo le lamiere verticali costituenti l'anima, risulta di

$$\frac{\text{Kg. } 12785}{(400 - 32) 16} = \text{Kg. } 2,10 \text{ per mmq. di sezione.}$$

Colle dimensioni assegnate alla trave composta ne risulta il peso per metro corrente:

Pei ferri d'angolo Kg. $8,82 \times 4 =$	Kg. 35,28
Per le lamiere verticali Kg. $62,24 \times 0,40 \times 2 =$	» 49,79
» orizzontali Kg. $46,68 \times 0,26 \times 2 =$	» 24,27
Pei chiodi circa $\frac{1}{10}$ in più	» 10,93
Totale per metro lineare	Kg. <u>120,27</u>

Dell'eccedenza di questo peso su quello stabilito per approssimazione pel calcolo delle travi composte, nonchè dell'aver trascurati i fori alle chiodature della lamiera verticale si può calcolare siasi tenuto conto coll'eccedente resistenza assegnata alla trave stessa; e per la quale lo sforzo unitario massimo del materiale per effetto dell'inflessione risulta di

$$\frac{\text{Kgmm. } 9971600}{1019000 + 549833} = \text{Kg. } 6,36 \text{ per mmq.}$$

All'appoggio delle travi composte sul muro essendo la superficie di fondo della scatola di ghisa di centimetri $36 \times 33 = \text{cmq. } 1188$ risulterà la pressione media unitaria sul cuscinetto d'appoggio in pietra calcare, di

$$\frac{\text{Kg. } 5763}{1188} = \text{Kg. } 4,85 \text{ per cmq.}$$

Calcolo della colonna in ghisa. — Assumendo in cifra rotonda la reazione all'appoggio dei travicelli accoppiati posti a sostegno dei muri di tramezzo M , di chilogrammi 7000, la pressione esercitata sulla colonna di ghisa sostenente nel suo mezzo la trave composta sarà di

$$\text{Kg. } 25600 + 7000 = \text{Kg. } 32600.$$

Se, operando in favore della stabilità, si considera non incastrata la sezione di base della colonna, ossia libera di ruotare, ed applicata nel suo punto di mezzo la reazione agente secondo l'asse della colonna stessa, l'equazione di stabilità alla pressoflessione diviene (*)

$$P_1 = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

ed assumendo come coefficiente di sicurezza 6 (**) si ha

$$I = \frac{6 P_1 l^2}{E_1 \pi^2}$$

in cui $P_1 = \text{Kg. } 32600$, $l = \text{m. } 5,00$; ed esprimendo tutte le dimensioni in centimetri, quindi il modulo di elasticità per la ghisa $E = 1000000$ e ponendo $\pi^2 = 10$, risulta

$$I = \frac{6 \times 32600 \times 500^2}{10000000} = 4890.$$

Essendo l'espressione del momento d'inerzia per una sezione circolare nota, di raggio esterno R e di raggio interno r ,

$$I' = \frac{\pi}{4} (R^4 - r^4)$$

basta, posto questo valore di I' eguale a quello trovato necessario $I = 4890$, stabilire il raggio R e dedurre r . Assumendo come tipo di sezione minima per la colonna quello notato al n. 62 della tabella VI data dal MÜLLER-BRESLAU (***), cui corrisponde un diametro esterno di centimetri 20, ed uno interno di centimetri 15,6 si ha per valore del momento d'inerzia espresso in centimetri, $I' = 4948$.

L'area di questa sezione di centimetri quadrati 123 resisterebbe ad

(*) CASTIGLIANO, *Théorie de l'équilibre des systèmes élastiques*, pag. 261.

(**) Il CASTIGLIANO nel suo *Manuale* suggerisce questo coefficiente = 2,50; il MÜLLER-BRESLAU l'assume invece = 6.

(***) MÜLLER-BRESLAU, *Opera citata*.

una pressione semplice di chilogrammi 61500, assumendo come coefficiente di resistenza chilogrammi 500 per centimetro quadrato. Essendo il peso approssimato della colonna, compreso il capitello e la base, di circa chilogrammi 1200, sarà la pressione all'appoggio della colonna sul blocco di fondazione di chilogrammi 33800, cosicchè applicando in fondo alla base della colonna una piastra di ghisa per distribuire la pressione, e supponendo il blocco di fondazione in calcestruzzo (resistente a chilogrammi 10 per centimetro quadrato di sezione) occorrerebbe un'area d'appoggio di centimetri 3380; si è assunta invece di centimetri 3600 ponendo la piastra di dimensioni metri $0,60 \times 0,60$. Se si assegna al blocco di fondazione in calcestruzzo la base di metri $1,20 \times 1,20$ e l'altezza di metri 0,80, sarà la pressione sul terreno di fondazione di

$$\frac{\text{Kg. } 33800 + 120 \times 120 \times 80 \times 0,0023}{120 \times 120} = \text{Kg. } 2,53 \text{ per cmq.}$$

Per tenere meglio impegnata la piastra di base al blocco di calcestruzzo, si fa attraversare questa da un perno in ferro *P* (*Fig. 91 d*, *Tav. VI*) che resta fissato al blocco di fondazione e viene meglio assicurata la stabilità della colonna riempiendo anche la base di essa con calcestruzzo entro il quale resta assicurato il perno in ferro. La base della colonna si può far poggiare sulla piastra in ghisa entro apposita scanalatura a sezione rettangolare impedendo così qualunque scorrimento della base stessa sulla piastra d'appoggio. La mensola di sostegno della trave poggia sul capitello della colonna mediante appoggio sferico (*Fig. 91 a e b*, *Tav. VI*), e ciò allo scopo di meglio trasmettere la pressione alla colonna, e di evitare che la mensola possa essere soggetta a flessione. Per rendere più leggera la mensola viene costruita vuota con costole verticali di rinforzo.

41. Costo del solaio. — Per la determinazione del costo di costruzione di questi solai valgono le stesse analisi date a pagina 128. Il consumo della malta di gesso per la posa dei tavelloni a piattabanda è ridotto circa ad $\frac{1}{3}$ e la mano d'opera per la costruzione delle volterrane circa ai $\frac{2}{3}$ di quella stabilita nelle dette analisi. Il prezzo delle colonne in ghisa può variare da lire 32 a lire 50 il quintale a seconda che si usano tipi di colonne di cui esistano i modelli, o devono questi essere preparati appositamente. Per la loro collocazione in opera si può contare una spesa per mano d'opera da lire 1,00 a lire 2,50 il quintale.

ARTE DI FABBRICARE

(GRANDE COMPILAZIONE DI RICETTIVE INDUSTRIALI)

VOLUME QUARTO

Attrezzatura della fabbrica

