

# L'INGEGNERIA CIVILE

B

## LE ARTI INDUSTRIALI

PERIODICO TECNICO MENSILE

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

### COSTRUZIONI STRADALI

#### I DUE NUOVI PONTI COSTRUITI SUL MALONE E SULL'ORCO PER LA STRADA PROVINCIALE DA TORINO A MILANO.

*Appunti dell'Ing. LANINO LUCIANO.*

(Veggansi le Tav. V, VI e VII)

#### V. — Fondazioni dei ponti.

1. I letti del Malone e dell'Orco hanno, nella località della quale ci occupiamo, un fondo costituito da ghiaia e sabbia, epperò di natura incompressibile e capace di servire direttamente di appoggio alle fondazioni dei rispettivi ponti.

La pendenza longitudinale poco sensibile e la già avvertita tendenza naturale ad interrre sembravano escludere ogni possibilità di escavazione del detto fondo, a profondità maggiore di quella, che avrebbe potuto raggiungersi direttamente coi basamenti in calcestruzzo, e quindi ogni pericolo di scalzamento di questi ultimi; tuttavia, potendo questo pericolo nascere da accidentali movimenti vorticosi delle acque, generati dagli ostacoli, che queste avrebbero incontrato nei sostegni stessi dei ponti, si ritenne miglior partito quello di limitare piuttosto l'altezza dei basamenti murali, sottoponendovi opportune palificate in legname, spinte a profondità sufficienti, per non aver più da temere le conseguenze delle eventualità sovraccennate.

Su queste palafitte riposano adunque i basamenti in calcestruzzo, nei quali le teste dei pali penetrano per una lunghezza di 40 a 60 centimetri.

Ogni nucleo di calcestruzzo è chiuso entro un robusto cassero di legno, formato con pali e tavoloni infitti verticalmente e collegati in testa da filagne orizzontali, accoppiate e strette con chiavarde a vite.

All'ingiro di ogni cassero, si aggiunse una copiosa gettata di grossi massi, collocati in modo da riuscire, il più che fosse possibile, ben serrati gli uni contro gli altri, e destinati a riempire i gorgi, che per avventura venissero a formarsi, come già si è avvertito, per corrosione del fondo naturale.

La faccia superiore del calcestruzzo, formante la così detta *risega di fondazione*, corrisponde al livello delle acque minime, o come anche suole dirsi, delle *massime magre*.

L'altezza del calcestruzzo erasi presunta, in progetto, di metri 2,00 per ambi i ponti; nell'esecuzione essa raggiunse, all'Orco, la media di m. 2,16; ed, al Malone, risultò di m. 2,38, non tanto per effetto di maggior profondità raggiunta, quanto piuttosto perchè qui vi si dovette rialzare di 0<sup>m</sup>,35 l'orlo dei casseri e la corrispondente risega di fondazione, essendosi, all'atto pratico, riconosciuta d'altrettanto troppo bassa la quota assunta in progetto per il pelo

delle massime magre; e ciò perchè, poco tempo prima che si incominciassero i lavori, venne ricostruita, a circa 280 metri a valle del ponte, un'antica diga, i resti della quale osservati all'epoca in cui si fecero gli studi, erano stati ritenuti, per diversi indizi, che poi si chiarirono fallaci, come residui di opera abusiva ed abbandonata.

2. I lavori di fondazione, tanto nelle spalle, quanto nelle file, procedettero coll'ordine seguente:

Eseguito lo scavo superficiale fino al livello dell'acqua, (che, superando quasi sempre il pelo delle massime magre, dovevasi abbassare mediante cavi fagatori), si piantavano colla mazza a castello ordinario, cioè manovrata colle funi a braccia d'uomini, i pali della paratia, collegandoli alle teste colle filagne accoppiate; su questa ossatura si adattavano i ponti di servizio per la manovra delle cucchie, mosse da verricelli a mano, colle quali eseguivasi successivamente lo scavo subacqueo fino alla profondità richiesta; lo scavo, così eseguito prima d'aver compiuto il recinto della paratia, assumeva necessariamente proporzioni maggiori, disponendosi le sue pareti a scarpa, e formandosi, tutto all'intorno, esternamente al cassero, un vano di sezione triangolare o trapezia, il quale veniva poi riempito, appena compiuta la fondazione, coi massi destinati a formare la scogliera di difesa.

Aperto così lo scavo, si battevano colla mazza a mano i tavoloni della paratia; e, compiuto il recinto di questa, si ricollocava sul ponte di servizio il maglio a castello, e si procedeva all'infissione dei pali di fondazione; quest'ultima operazione, eseguita da una squadra di 25 o 26 uomini, richiedeva mediamente (comprese le manovre preparatorie e quelle di sgombero) dieci giorni di lavoro per ciascuna pila, e quindici per ogni spalla, piantandosi in media 8 pali al giorno nelle prime, e 10 nelle seconde.

Il maglio pesava 400 chilogrammi e veniva sollevato all'altezza media di m. 1,75, per *volate* di 20 colpi caduna, cessandosi la battitura quando, in tre o quattro *volate* consecutive, l'affondamento del palo più non superava, per ciascuna di esse, il limite di 4 centimetri, presentando così un *rifuto relativo* di 2 millimetri per ogni colpo di maglio.

In queste condizioni, applicando la formola:

$$Q = \frac{1}{6} \cdot \frac{P^2 h}{e(P+p)} \dots \dots (*)$$

nella quale rappresentano:

P = 400 chilogrammi, il peso del maglio,  
p = 200 " il peso medio di un palo,  
h = 1<sup>m</sup>,75 " l'altezza di caduta del maglio,  
e = 0<sup>m</sup>,002 il rifiuto (relativo) del palo,  
e Q il carico permanente sovrapponibile al palo con sicurezza di stabilità, si trova:

$$Q = 38,888 \text{ chilogrammi,}$$

il qual limite di carico non venne raggiunto, come si vedrà in seguito.

(\*) Vedi la *Nota* in fine della *Memoria*.

3. Infitti i pali di fondazione al limite di rifiuto sopra indicato, e recise le loro teste ad un livello uniforme, superiore di circa mezzo metro al fondo dello scavo; controllato e ove d'uopo regolarizzato il piano di quest'ultimo; si procedeva al riempimento del cassero col *calcestruzzo*, alla cui preparazione, trasporto e versamento, attendeva una squadra di circa 30 uomini, lavorando senza interruzione, e quindi anche di notte, ed impiegando da 36 a 40 ore per ogni pila, ed ore 60 circa per caduna spalla, compresi i relativi muri di accompagnamento.

In complesso, nelle fondazioni dei piedritti dei due ponti si impiegarono metri cubi 1891,27 di calcestruzzo; ed, in media, per ogni pila m. c. 133 al Malone e 110 all'Orco, e per ogni spalla m. c. 248 e 222, rispettivamente.

Secondo la previsione di progetto, il calcestruzzo avrebbe dovuto essere impastato con calce idraulica di Casale Monferrato e con mescolanza di coccio di tegole.

All'atto pratico, ed a seguito di esperimenti appositamente istituiti, si preferì di abbandonare il coccio e di sostituirvi la pozzolana di Roma; e furono adottate per l'impasto le proporzioni seguenti:

Calce idraulica di Casale, in pasta (appena spenta), parti	20
Sabbia . . . . .	» 23
Pozzolana di Roma . . . . .	» 17
Pietrisco e ghiarella . . . . .	» 80

Totale m. c. 1,40

volume corrispondente ad 1 metro cubo di calcestruzzo in opera.

L'impasto riusciva alquanto grasso, ma un leggiero eccesso di calce tornava necessario, per compensare il dilavamento prodotto dall'acqua.

4. Nelle palafitte di fondazione e nelle paratie a contegno del calcestruzzo, venne impiegato esclusivamente legname di quercia-rovere, che è il più adatto per simili lavori, siccome quello, che meglio resiste nell'acqua; ed infatti i pali di quercia-rovere delle stilate dei vecchi ponti in legno, mentre, nelle parti sporgenti sopra il pelo di magra, erano tarlati ed infraciditi, nelle parti sommerse invece, furono rinvenuti in ottimo stato di conservazione e resi anzi più solidi e resistenti dal prolungato loro soggiorno nell'acqua; per cui un certo numero di essi, che si trovarono compresi entro il recinto dei casseri o sul perimetro di questi, vennero utilizzati rispettivamente come pali di fondazione o di paratia, previa ulteriore battitura al rifiuto normale adottato per i pali nuovi.

5. I pali delle paratie vennero tutti armati di puntazze in ferro, di peso variabile (in media chilog. 5.60),

Anche i palipiani o tavoloni si dovettero armare di cuspidi (peso medio chilog. 4), salvo quelli impiegati nelle pareti laterali e posteriori delle spalle e nei muri d'accompagnamento, dove essi affondavano più facilmente nel terreno, il quale, fuori dell'alveo, presentava minor resistenza.

Le quantità di legname e di ferro impiegate nella costruzione dei casseri risultarono mediamente:

a) per ogni pila:

	metri lineari	metri quadrati	metri cubi
Legname	pali . . . . .	75.82	—
	tavoloni . . . . .	—	81.57
	filagne . . . . .	69.70	—
Totale m. c.			11.100

Chilogrammi

Ferro	Puntazze e relativa chioderia . . . . .	783.50
	Chiavarde a vite e dado . . . . .	33.50

Totale chilog. 817.00

b) per ogni spalla (compresi i muri di ritorno):

	metri lineari	metri quadrati	metri cubi
Legname	pali . . . . .	110.46	—
	tavoloni . . . . .	—	127.38
	filagne . . . . .	117.91	—
Totale m. c.			14,572

Chilogrammi

Ferro	Puntazze e chioderia . . . . .	456.48
	Chiavarde . . . . .	41.54

Totale chilog. 498.02

Le dimensioni medie dei materiali adoperati nella costruzione dei casseri e le proporzioni dei medesimi riferite al metro corrente di sviluppo lineare del recinto, si hanno da quest'altro specchio:

MATERIALI		Quantità medie		
		individuali	riferite al metro corrente di paratia	
Legnami	Pali . . . . .	lunghezza . . . . .	m. l. 3.98	2.275
		diametro . . . . .	» 0.23	—
		volume . . . . .	m. c. 0.166	0.095
	Tavoloni	lunghezza . . . . .	m. l. 3.00	—
		larghezza . . . . .	» 0.28	—
		groschezza (1) . . . . .	» 0.074	—
		superficie . . . . .	m. q. —	2.59
	Filagne.	volume . . . . .	m. c. —	0.19
		lunghezza . . . . .	m. l. —	0.234
		sezione trasversale (2) . . . . .	m. q. 0.0144	—
Volume complessivo . . . . .		m. c. —	0.032	
Ferro . . . . .	Puntazze per pali e tavoloni e relativa chioderia . . . . .	Cgr. 4.368	24.92	
	Chiavarde . . . . .	» 1.34	0.94	

6. Ai pali di fondazione era assegnata in progetto la lunghezza *presunta* di metri 5, che, all'atto d'esecuzione dovette poi ridursi in media a circa metri 4, per la maggior resistenza incontrata nel terreno, nè questa riduzione sempre bastò, poichè, col progredire dell'operazione, costipandosi vieppiù il terreno, aumentavano le difficoltà dell'infissione; e, verificandosi il rifiuto limite a profondità minore, bisognava recidere una maggior lunghezza di palo in testa, ond'è che, nel complesso del legname approvvigionato a piè d'opera per le palificazioni dei due ponti, in metri cubi 231.62, si verificò, pel fatto della recisione delle teste, una perdita del 10 0/0 circa.

Il diametro dei pali variava da 0.20 a 0.35; in generale i più grossi vennero adoperati nelle fondazioni delle pile e delle parti anteriori delle spalle; i più piccoli nelle parti posteriori di queste ultime e nei muri di ritorno, le cui fondazioni si dovettero pure palificare, quantunque al coperto da ogni pericolo di scalzamento, perchè posavano su terreno meno resistente di quello incontrato nell'interno dell'alveo.

Il *diametro medio*, determinato dividendo il volume totale dei pali per la somma delle loro lunghezze, risultò di metri 0.275, tanto all'uno che all'altro ponte.

La lunghezza individuale media *a piè d'opera*, ottenuta dividendo il suddetto volume complessivo per il numero dei pali, risultò di m. 4.08 al Malone e di m. 4.09 all'Orco.

La lunghezza individuale media dei pali *in opera*, cioè la lunghezza a piè d'opera testè accennata, diminuita della

(1) La groschezza effettiva normale dei tavoloni era di 0.08; ma, nelle pareti laterali e posteriori delle spalle, ne furono impiegati anche di 0.06; d'onde la *media* di 0.074.

(2) Le filagne avevano in massima parte la sezione di m. q. 0.018 risultante dalla squadratura di  $0.15 \times 0.12$ ; solo nelle parti laterali e posteriori delle spalle ne vennero adoperate di minori dimensioni, cioè di:  $0.12 \times 0.08 = 0.0096$ .

parte recisa dopo l'infissione, risultò mediamente di m. 3.60 al Malone e di m. 3.70 all'Orco, e la *lunghezza d'infissione*, cioè la profondità media raggiunta dalle punte dei pali sotto il fondo dello scavo, di m. 3.25 per entrambi i ponti.

Le punte dei pali di fondazione vennero armate di cuspidi in ferro fucinato, del peso individuale medio di chilogr. 7.72.

Il volume complessivo del legname impiegato nelle palafitte di fondazione risultò, *in opera*, cioè detraendo le porzioni recise dopo l'infissione, di metri cubi 91.60 al Malone e di m. c. 115.92 all'Orco. Queste cifre (le quali non comprendono i pochi pali dell'antico ponte, che vennero, come già fu avvertito, utilizzati all'Orco, ed il cui volume può approssimativamente ritenersi di 6 metri cubi), si ripartiscono fra le varie basi di appoggio nel modo seguente:

al Malone	{	per ogni pila . . . . .	in media m. c. 11.40
		per ogni spalla, compresi i muri di ritorno . . . . .	» » 28.70
all'Orco	{	per ogni pila . . . . .	» » 12.88
		per ogni spalla, compresi i muri di ritorno . . . . .	» » 25.76

7. Conoscendo il numero e le dimensioni dei pali di fondazione, ed il peso delle varie parti della costruzione, compresi i relativi sopracarichi accidentali, si può determinare il carico massimo, che ne risulta sulla testa di ciascun palo, e sulla unità superficiale della sua sezione trasversale.

Ommettendo i particolari del calcolo dei pesi elementari, che non presentano alcuna difficoltà di determinazione, ed accennando solo a questo, che il sopracarico accidentale venne in progetto ragguagliato a 600 chilogrammi per ogni metro quadrato di via, registriamo i risultati finali, che sono i seguenti:

a) Peso complessivo gravitante sulle palafitte di una pila	{	al Malone Cg. 1,513,361
		all'Orco » 1,477,112
b) Peso complessivo gravitante sulle palafitte di una spalla, limitatamente al corpo principale di questa, cioè esclusi i muri di ritorno	{	al Malone Cg. 1,835,023
		all'Orco » 1,733,305

Questi pesi risultano maggiori al Malone che all'Orco, per la ragione che, nel primo, la maggior altezza delle fondazioni in calcestruzzo dà un volume superiore a quello, che corrisponde nel secondo alla maggior altezza della parte in elevazione.

Rappresentando con P uno qualunque dei pesi sopra riferiti, con N il corrispondente numero di pali di fondazione e con S la sezione individuale media di questi ultimi espressa in centimetri quadrati, il rapporto  $\frac{P}{N} = Q$  esprime il carico

sopportato da ciascun palo, ed il rapporto  $\frac{Q}{S} = q$  lo stesso carico riferito al centimetro quadrato di sezione del palo.

I valori di questi rapporti sono registrati nella seguente tabella dalla quale si scorge:

1° Che il carico individuale Q, sopportato da ciascun palo, oscilla fra un *minimum* di 25000 ed un *maximum* di 27500 chilogrammi, mantenendosi così sempre al disotto del limite di carico, sovrapponibile in condizioni normali di stabilità, quale venne determinato al N. 2 del presente paragrafo, in chilogrammi 38888, in relazione alle condizioni di resistenza del terreno risultanti dal rifiuto dei pali;

2° Che lo stesso carico, riferito al centimetro quadrato di sezione dei pali, oscilla fra un *minimum* di 37 ed un *maximum* di 51 chilogrammi; questo *maximum* che corri-

sponderebbe al *carico limite* indicato nei Trattati di costruzione e nei Prontuari, si verifica in una sola pila e precisamente in quella, nella quale i pali, essendo più corti, si trovano in condizione più favorevole di resistenza.

PONTI E LORO PARTI	Peso complessivo della costruzione compreso il sopracarico eventuale (in chilogr.)	Numero dei pali	Sezione trasversale media dei pali in centim. quadrati	Carico medio individuale (in chilogrammi)		Lunghezza dei pali
				per ogni palo	per ogni centim. quadrato di sez.	
	(P)	(N)	(S)	$Q = \frac{P}{N}$	$q = \frac{Q}{S}$	l
<b>Ponte sul Malone</b>						m.
Pile { destra . . . . .	1,513,361	55	532	27515	51.53	3.26
{ centrale . . . . .	»	56	616	27024	43.87	3.83
{ sinistra . . . . .	»	55	566	27515	48.61	3.40
Spalle (esclusi i muri di ritorno) { destra . . . . .	1,835,023	90	617	20390	33.58	3.78
{ sinistra . . . . .	»	90	575	20390	35.46	3.57
<b>Ponte sull'Orco</b>						
Pile { 1 <sup>a</sup> (a destra) . . . . .	1,477,112	56	685	26377	38.50	3.53
{ 2 <sup>a</sup> . . . . .	»	59	628	25036	39.86	3.54
{ 3 <sup>a</sup> . . . . .	»	57	590	25914	43.92	3.52
{ 4 <sup>a</sup> . . . . .	»	58	685	25467	37.17	3.87
{ 5 <sup>a</sup> . . . . .	»	57	641	25914	40.42	4.47
Spalle (esclusi i muri di ritorno) { destra . . . . .	1,733,305	90	567	19259	33.96	3.46
{ sinistra . . . . .	»	90	521	19259	36.97	3.86

Le gettate o scogliere di cui vennero, come già fu accennato, munite le fondazioni dei piedritti, furono eseguite con grossi massi di gneiss e di altre rocce felspatiche o serpentine; i primi, di forma poliedrica, provenienti dalle cave di Borgone (Valle di Susa) ed aventi un peso specifico prossimo a Cg. 2600, i secondi di forma arrotondata ricavati dal terreno erratico della collina a destra del Po, ed aventi un peso specifico alquanto maggiore (Cg. 2700 circa).

Oltre queste due categorie di massi, che furono provveduti dall'Impresa, e pesati individualmente, perchè dovevano essere contabilizzati a peso, si utilizzarono nelle suddette gettate altri blocchi di proprietà dell'Amministrazione, che si trovavano già sul posto, dove avevano prima servito di difesa alle spalle dei preesistenti ponti in legno. Questi blocchi, il cui rimaneggiamento e reimpiego venne pagato ad economia, erano della stessa qualità e provenienza di quelli della 2<sup>a</sup> categoria sopracitata; in complesso, fra nuovi e vecchi, i massi impiegati sono rappresentati, in peso ed in volume, dalle cifre seguenti:

al Malone	Mg. 112000	pari a m. c. 422
all'Orco	» 177000	» » 668

La scogliera cinge per intero le basi delle pile intermedie, e nelle spalle può considerarsi limitata alla periferia delle mezze pile, che vi sono addossate; la sua proporzione media, per ogni metro lineare di sviluppo del recinto di fondazione, può ritenersi:

al Malone, di miriagrammi 887,	ossiano m. c. 3.34
all'Orco	» 913, » » 3.44.

Queste cifre non si devono intendere in senso assoluto, perchè una parte dei massi venne anche collocata a difesa dei quarti di cono e degli argini di raccordo, dei quali si parlerà in seguito; ma esse potranno sempre servire di norma sufficiente per studi di massima relativi ad altri casi di ponti, in condizioni analoghe.

## VI. — Elevazione dei ponti.

1. Per poter tracciare ed eseguire, in modo perfettamente regolare, il passaggio dalla fondazione in calcestruzzo alle murature di elevazione delle pile e delle spalle, e per meglio assicurare il collegamento delle due parti e la stabilità dell'insieme, venne incassato entro il calcestruzzo un primo corso di pietra conca, lavorata a grana grossa, ed avente m. 0,35 di altezza e m. 0,75 di rientranza uniforme su tutto lo sviluppo, il quale si estende all'intera periferia delle pile, limitandosi, nelle spalle, alle sole parti esposte all'urto delle acque, cioè al contorno delle mezza-pile ed agli attigui canti vivi della parte rettangolare.

Sopra questo corso di base, che trovasi a livello della risega di fondazione, ne venne collocato, in ritiro di m. 0,35, un secondo, di eguale altezza, con rientranze alternate di m. 0,50 e m. 0,70, il quale segna, senza ulteriori riseghe, il distacco della muratura di elevazione e si estende in sviluppo come il precedente.

Dalla risega di fondazione al piano d'imposta degli archi, ogni pila e spalla è formata da un nucleo interno di muratura di mattoni ordinari, rivestito esternamente da un'incamicatura di mattoni a due sabbie, che si estende a tutte le facce viste, meno alcune parti rivestite in pietra da taglio, che sono: il primo corso generale, di cui si è già parlato, i rostri verso monte, gli spigoli delle spalle, ed il corso superiore, che fa corpo coi cuscinetti d'imposta.

La rientranza media del rivestimento in mattoni a due sabbie è di m. 0,19 con alternanza di un mattone intero e di un mezzo mattone.

Nei rostri, i conci di rivestimento in pietra da taglio, lavorata a grana mezzana, presentano in ogni corso, rientranze alternate di m. 0,70 e di m. 0,50.

Negli spigoli delle spalle, la rientranza dei cantonali è in media di m. 0,50.

I conci adoperati per questi rivestimenti vennero lavorati a perfetto combaciamento, per una rientranza di circa 10 centimetri, tollerando nella residua parte posteriore un distacco, non superiore ai due centimetri, che venne riempito con malta.

2. I rostri delle pile, anzichè terminare, come ordinariamente si usa, alla linea di imposta intradosso degli archi, si prolungano fino ad incontrare le curve di estradosso, e qui sono ricoperti dai *cappelli* o *cappucci* in pietra da taglio.

Questa disposizione venne adottata per meglio armonizzare le proporzioni dell'opera, nella distribuzione delle altezze, del che è facile rendersi ragione osservando il disegno.

3. I cappucci, in pietra da taglio lavorata a grana fine, si compongono ciascuno di quattro pezzi; dei quali, tre, aventi rientranze alternate di m. 0,70 e 0,90, formano la parte inferiore, cilindrica, o cornice del cappuccio, ed il quarto ne costituisce la parte conica superiore; quest'ultimo pezzo, che si estende a tutta la sezione orizzontale del rostro, porta attaccata, in risalto, la base della lesena rettangolare, che si eleva superiormente (in mattoni nella fronte a valle, ed in pietra conca lavorata a grana mezzana nella fronte a monte), fino alla cornice di coronamento con sporgenza di m. 0,06 dal piano verticale del timpano, e con larghezza di m. 1,40, pari a quella del pilastro, che le corrisponde nel parapetto.

In corrispondenza delle cornici dei mezzi cappucci sovrapposti alle semi-pile estreme, ricorre lungo le spalle una fascia piana in pietra conca, lavorata a grana mezzana.

4. I cuscinetti d'imposta sono in pietra da taglio, e consistono di due pezzi, sovrapposti a perfetto combaciamento,

dei quali l'inferiore porta un'appendice, alta 36 centimetri, che corre sotto l'imposta a modo di fascia, ma senza alcun aggetto dalla sottostante muratura in mattoni.

Sulle pile, l'intervallo compreso fra i due corsi di cuscinetti venne riempito con muratura di mattoni a due sabbie, che vennero posati sul fianco, o come si dice *per coltello*, disponendoli all'asciutto, quasi a contatto, e colandovi poscia dentro la malta fluida, allo scopo di ridurre all'estremo limite possibile la grossezza delle commessure, ed ottenere così, mediante una presa più rapida, una maggior garanzia di immobilità nei cuscinetti d'imposta, sotto le pressioni sviluppatasi nel disarmo degli archi.

Sulle spalle, la muratura a tergo dei cuscinetti, venne fatta con mattoni ordinari, collocati di piatto per una larghezza di circa 3 metri e, per la rimanente grossezza della spalla, con muratura di pietrame tramezzata da cinture in mattoni.

5. Gli archi presentano all'esterno e per tutta la rientranza delle armille frontali, che è di m. 0,50, una grossezza uniforme, di m. 0,875; nell'interno, la grossezza della volta va crescendo dalla *chiave* (dove essa risultò di m. 1,055 cioè alcun poco maggiore di quanto erasi progettato), all'*imposta* (dove è di m. 1,30, come in progetto).

Tale aumento di grossezza non avviene in modo uniforme e continuo, per cui la linea d'estradosso non è (come figurava in progetto, e come sarà in seguito considerata nei calcoli relativi alla stabilità della volta) rappresentata da un solo arco di circolo, ma riesce una linea spezzata in tre archi circolari concentrici a quello d'intradosso, e raccordati da risalti nella direzione del raggio.

La volta presenta così nell'interno tre grossezze distinte; la minore, di m. 1,055, si estende da ciascuna parte della chiave per un quinto circa dello sviluppo della mezza arcata; la intermedia, di m. 1,135, si estende per altri  $\frac{2}{5}$  di detto sviluppo, e la maggiore, di m. 1,30, segue per gli ultimi  $\frac{2}{5}$  fino all'imposta.

Per la buona riuscita di queste arcate, di grande apertura e di saetta molto limitata, che arriva appena ad  $\frac{1}{9}$  della corda, interessando che la loro struttura risultasse, per quanto era possibile, omogenea, ed occorrendo per questo che i laterizi non solo fossero tutti dotati di molta ed eguale resistenza, ma venissero anche distribuiti colla massima regolarità ed uniformità, si adoperarono mattoni speciali a due sabbie, appositamente confezionati e combinati in modo da prestarsi a comporre esattamente la volta, in tutte le sue diverse condizioni di grossezza, senza doverne mai tagliare alcuno, e senza che, nella sovrapposizione dei successivi filari, avessero a verificarsi continuità di committiture.

Per ciò si fabbricarono mattoni di quattro forme, tutte parallelepipedo rettangole (1) ma di dimensioni differenti, cioè:

$$\begin{aligned} &\text{da } 0,235 \times 0,12 \times 0,06 \\ &\text{» } 0,155 \times 0,12 \times 0,06 \\ &\text{» } 0,235 \times 0,18 \times 0,06 \\ &\text{» } 0,155 \times 0,18 \times 0,06 \end{aligned}$$

Le figure 40 a 45, rappresentanti la distribuzione delle suddescritte fogge di mattoni nelle diverse parti della volta, dimostrano come siasi potuto con esse evitare, fra un filare

(1) Non vi fu bisogno di adoperare, nella costruzione delle arcate, mattoni cuneiformi, perchè il rapporto fra i raggi di estradosso e d'intradosso anche laddove è maggiore la grossezza dell'arco essendo molto prossimo all'unità ( $\frac{25^m,13}{23^m,83} = 1,05$ ), l'interasse di due mattoni successivi, di forma parallelepipedo, collocati in opera secondo le direzioni dei raggi, aumentava appena di 3 millimetri dall'intradosso all'estradosso e questa piccola differenza si ripartiva sulle commessure in modo insensibile.

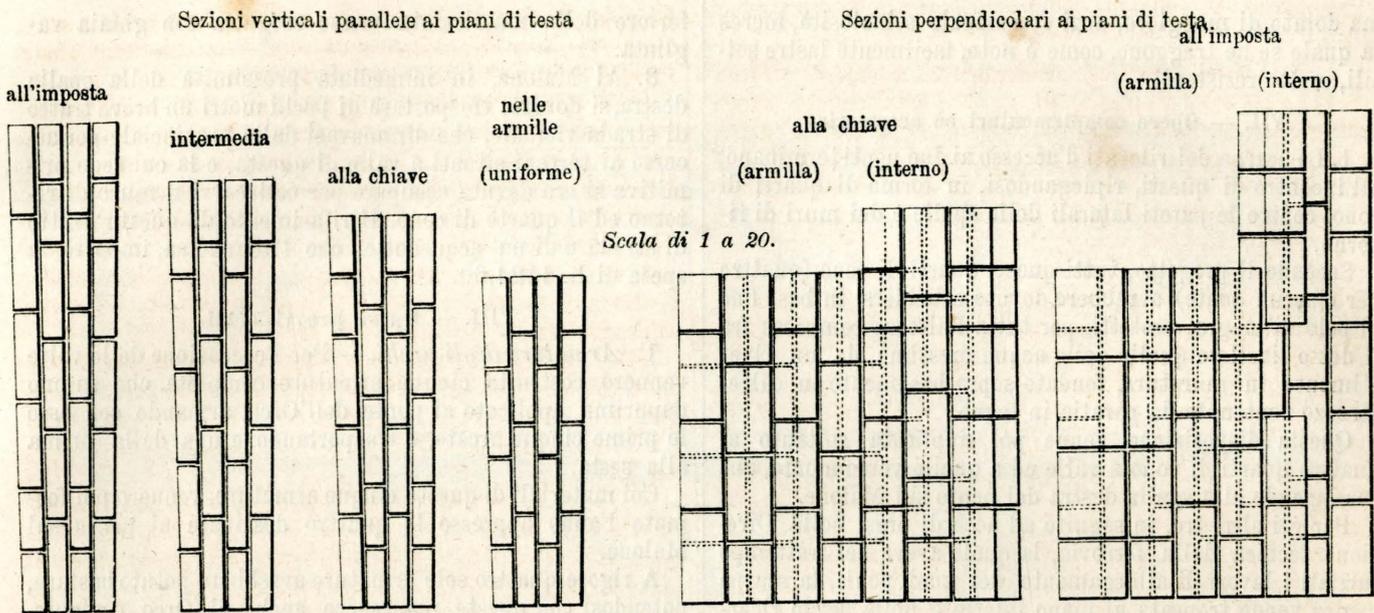


Fig. 40 a 45. — Distribuzione dei mattoni di forme speciali nella muratura degli archi.

e l'altro, ogni ricorrenza di commessure nel senso del raggio, sfalsando anche per metà quelle dirette secondo le generatrici della volta, ed eliminare inoltre del tutto l'impiego dei mattoni tagliati, che, per le irregolarità dei pezzi troncati col martello, avrebbe dato luogo ad ineguaglianze di distribuzione della malta, con pericolo di perturbazioni nell'assetto della volta sotto il disarmo.

6. La costruzione di un'arcata richiese in media 5 giorni di lavoro, cui attendeva una squadra di 10 muratori, distribuiti metà per parte e serviti da altrettanti garzoni.

Il volume d'ogni arcata essendo risultato di mc. 195,35, ne consegue che ogni muratore eseguiva in media mc. 3,90 di muratura al giorno. Nelle arcate non si lavorò mai di notte, ma le ore del giorno erano pressochè tutte usufruite con brevissimi intervalli di riposo.

7. Le murature di rinfianco, in pietrame ordinario spaccato, si eseguivano prima del disarmo e, questo effettuato, venivano ricoperte colla *cappa*, consistente in uno strato di smalto idraulico della grossezza uniforme di 8 centimetri, composto come segue:

Calce di Casale in pasta . . . . .	parti	30
Sabbia . . . . .	»	20
Pozzolana di Roma . . . . .	»	20
Ghiarella minuta . . . . .	»	30
	—	—
	Totale parti	100
	—	—

La superficie di questa cappa presenta una serie regolare di piani inclinati, convergenti, dal mezzo delle pile e delle arcate, verso le reni di queste ultime, e verso l'asse longitudinale del ponte, dove, nei punti più depressi delle linee di intersezione dei suddetti piani, sono collocati i tubi di scarico delle acque di filtrazione; questi tubi, in ferro fuso, del diametro interno di 0<sup>m</sup>,10 attraversano, nella direzione del raggio dell'arcata, la massa costituita da questa e dal rinfianco, sporgono al disotto, per circa 10 centimetri, dalla superficie d'intradosso, per impedire che l'acqua sgorgando venga a contatto con quest'ultima; ed, alla loro estremità superiore, portano innestato un largo piattello raccogliatore, che si adagia sulla cappa, ed è ricoperto da una cuffia forata; il tutto pure in ghisa e combinato in modo da impedire l'intromissione delle materie solide nel tubo.

L'intero apparecchio pesa 94 chg. circa, il tubo, da solo, 25 chg. al metro lineare.

8. I timpani hanno grossezza di m. 1.50; per una rientranza eguale a quella delle armille degli archi, cioè per m. 0.50, sono fatti di mattoni ordinari, con paramento esterno in mattoni a due sabbie; per la restante grossezza interna di m. 1,00, sono in pietrame ordinario spaccato.

La cornice di coronamento, in pietra da taglio lavorata a grana fina, ha m. 0,45 di altezza su m. 0,75 a m. 0,81 di larghezza, con aggetto di m. 0,25 dal piano verticale del timpano e da quello delle lesene sopra le pile.

Il corpo del parapetto (dimensioni 0<sup>m</sup>,38 X 0<sup>m</sup>,77) è in mattoni a due sabbie, salvo nelle estremità, nei risvolti agli angoli delle spalle, ed in corrispondenza delle lesene; queste parti sono in pietra da taglio, come pure tutta la copertina (0<sup>m</sup>,42 X 0<sup>m</sup>,20), che compie l'altezza del parapetto (0<sup>m</sup>,97); nei pilastri in pietra quest'altezza è maggiore (1<sup>m</sup>,06).

I marciapiedi e le cunette di scolo sono in pietra da taglio lavorata a grana mezzana.

Lo spazio compreso sotto al marciapiede, fra la cornice di coronamento e la cunetta, è riempito con calcestruzzo impastato senza pozzolana.

Le cunette presentano una leggiera declività verso il mezzo delle arcate, dove in ciascuna di esse è praticato un foro munito di griglia, e di imbuto in ghisa, al quale si innesta per disotto un tubo verticale, pure di ghisa, del diametro interno di m. 0,10, per lo scarico dell'acqua attraverso la volta. Ciascuno di questi tubi, lungo m. 1,20, pesa chilogrammi 65 circa, compreso l'imbuto e la griglia.

9. La malta, adoperata nelle murature sopra fondazione, venne tutta confezionata con calce di Casale, nella proporzione di  $\frac{1}{3}$  di grassello e  $\frac{2}{3}$  di sabbia per le murature interne, e di  $\frac{2}{5}$  e  $\frac{3}{5}$  rispettivamente per i paramenti. La sabbia estraevasi dall'alveo dell'Orco ed era di ottima qualità, predominando in essa l'elemento siliceo.

10. La pietra da taglio venne estratta quasi tutta dalle cave di Borgone, in valle di Susa; essa è un gneiss molto resistente, di lavorazione abbastanza facile, e d'un colore bigio-azzurrognolo, che si associa con bell'effetto alla tinta dei mattoni.

Per i lastroni dei marciapiedi, venne preferita la pietra di Luserna (valle del Pellice), la quale è pure un gneiss,

ma dotato di maggiore, anzi eccezionale schistosità, merce la quale se ne traggono, come è noto, facilmente lastre sottili, molto resistenti.

#### VII. — Opere complementari ed accessorie.

1. Le scarpe dei rilevati d'accesso ai due ponti terminano, all'incontro di questi, ripiegandosi, in forma di quarti di cono, contro le pareti laterali delle spalle e dei muri di ritorno.

Secondo il progetto, tutti questi quarti di cono (quattro per ciascun ponte), avrebbero dovuto estendersi in base fino al pelo di magra, protetti, per tutta l'altezza compresa fra il detto livello e quello delle acque massime, da un rivestimento in muratura, fondato sopra basamento in calcestruzzo contenuto da paratia in legno.

Questa disposizione venne poi applicata soltanto ai quattro quarti di cono a valle ed a quello verso monte, che corrisponde alla spalla destra del ponte sul Malone.

Per gli altri tre, in seguito ad accordi presi colla Direzione tecnica della ferrovia, la quale aveva nel frattempo iniziati i lavori di allargamento dei suoi ponti, la scarpa conica venne troncata al piano inferiore della fascia ricorrente nelle spalle all'altezza dei cappucci; e, da questo piano in giù, si raccordarono le spalle dei ponti provinciali con quelle corrispondenti dei ponti ferroviari, mediante argini rettilinei contenitori, la cui sezione trasversale presenta in sommità una banchina orizzontale larga 3 metri; a tergo, verso la campagna, una scarpa inclinata a  $45^\circ$ ; e sul davanti, cioè verso l'alveo, una prima scarpa, pure a  $45^\circ$ , per m. 0,60 d'altezza scendendo dalla cresta, sostenuta da muro inclinato con scarpa di circa  $\frac{6}{10}$ , costruito con scapoli di cava e malta di calce idraulica, la cui grossezza, misurata normalmente alla faccia esterna, cresce da 0,50 in cresta a 0,76 in base; quivi tale muro si imposta, al livello di magra, sopra un basamento di calcestruzzo, a pareti verticali, alto m. 1,50, largo m. 1,40, e contenuto da paratia in legname.

Questo muro riveste la scarpa inferiore dell'argine per tutta l'altezza bagnata dalle acque nelle massime piene, sopra le quali l'argine stesso presenta poi ancora, nella sua parte superiore non rivestita, o rivestita con semplice ciottolato, un franco di circa un metro.

Alla costruzione di questi argini provvidero le due Amministrazioni interessate, ciascuna per la rispettiva metà della distanza compresa fra il vivo delle spalle dei rispettivi ponti, la qual distanza è di m. 41,80 al Malone e 29,30 all'Orco.

Laddove, invece degli argini rettilinei contenitori, si eseguirono i quarti di cono secondo le modalità di progetto, questi vennero rivestiti per la stessa altezza, e collo stesso genere di muratura, ma inclinando il rivestimento a  $45^\circ$ .

2. Il piano della strada venne rialzato di m. 0,90 al Malone e di m. 0,20 all'Orco, senza alterare sensibilmente le preesistenti livellette d'accesso, il cui limite massimo di pendenza risultò di 9 per mille (al Malone).

All'Orco, dove, per soddisfare alle esigenze degli interessi locali, si dovette aprire il ponte al pubblico transito, prima ancora che esso fosse completamente ultimato, la massicciata venne eseguita per intero con pietrisco (di pietra serpentina estratta dai greti del Po), che si distese poco per volta a strati di piccola altezza.

Al Malone, invece, dove si ebbe agio di costruire per intero e di far consolidare la massicciata, prima di aprirvi il passaggio, e dove, per la sua maggiore altezza, il rinterro agli accessi presentava un costipamento meno perfetto, si giudicò più conveniente di interporre, fra questo ed il pietrisco, uno strato di materiale meno costoso, e la parte in-

fieriore della massicciata venne eseguita con ghiaia vagliata.

3. Al Malone, in immediata prossimità della spalla destra, si dovette trasportare di pochi metri un breve tratto di strada vicinale, che diramavasi dalla provinciale per accesso ai terreni situati a valle di questa, e la cui sede primitiva si era dovuta occupare per collocarvi il muro di ritorno ed il quarto di cono. Il rifacimento di questo tratto di strada e di un acquedotto, che l'attraversa, importò la spesa di L. 1124,60.

#### VIII. — Opere provvisionali.

1. *Armature degli archi.* — Per l'esecuzione delle volte vennero costruite cinque armature complete, che furono dapprima applicate al ponte dell'Orco, armando con esse le prime cinque arcate, e trasportandone una dalla prima alla sesta.

Coi materiali di queste cinque armature, vennero poi formate l'anno appresso le quattro destinate al ponte sul Malone.

A rigore, quattro sole armature avrebbero potuto bastare, potendosi con queste mantenere, anche all'Orco, costantemente armati tre archi consecutivi (dei quali il primo appena chiuso, il secondo in corso di costruzione ed il terzo sotto carico), facendo correre la quarta; ma si preferì di prescrivere una di più, per poter procedere nel lavoro con maggior speditezza, senza precipitare il disarmo.

Ciascuna armatura constava di 6 cavalletti o *centine*, foggiate a triplo poligono, combinato in modo da lasciare libera, sotto di sé, al corso delle acque, la maggior parte possibile della scarsa altezza disponibile.

Le travi formanti i lati di questi poligoni avevano sezione pressochè quadrata di m. 0,28 di lato, e lunghezze variabili da m. 3,30 a m. 5,50; erano collegate, in corrispondenza degli angoli dei poligoni, da doppi ascialoni, di sezione  $0,30 \times 0,16$ , diretti secondo il raggio di curvatura della centina, e stretti da chiavarde a vite.

I ritti, addossati da ciascuna parte alla parete verticale della pila, o della spalla, avevano sezione quadrata di 0,30 di lato, e posavano, coll'intermezzo di altrettante coppie di cunei, sopra una trave orizzontale, di grossezza pressochè eguale a quella dei ritti, collocata longitudinalmente sopra la risega di fondazione; questi ritti erano poi collegati fra loro da due ordini di ascialoni orizzontali, di lato  $0,25 \times 0,20$ , collocati l'uno sotto l'armatura, l'altro nell'intervallo fra il poligono superiore e l'intermedio. Altri ordini di ascialoni orizzontali (doppi) delle stesse dimensioni, abbracciati agli ascialoni radiali, e stretti con chiavarde, completavano il collegamento delle sei centine ed assicuravano la rigidità dell'intera armatura.

Sul poligono superiore erano applicate le *forme*, tagliate secondo la curvatura prestabilita, e sovr'esse finalmente venivano inchiodati i tavoloni del manto, di m. 0,08 di grossezza.

Per ogni armatura occorsero circa 60 metri cubi di legname di quercia-rovere, impiegato nelle centine e nei relativi collegamenti, travi di posa, cunei, ecc., e 15 metri cubi di legname di pioppo, che servì per il tavolato del manto.

Collocata a posto l'armatura, la si caricava sul mezzo coi mattoni destinati alla costruzione dell'arcata, lasciando liberi, verso le imposte, gli spazi occorrenti per intraprenderne l'esecuzione. Una pompa, collocata lateralmente e mossa a mano, prendeva l'acqua dal torrente e la versava in un tinello posto sull'armatura, dal quale la si traeva poi per bagnare i mattoni.

Alle armature venne dato un sovr'alzo di m. 0,25 in più

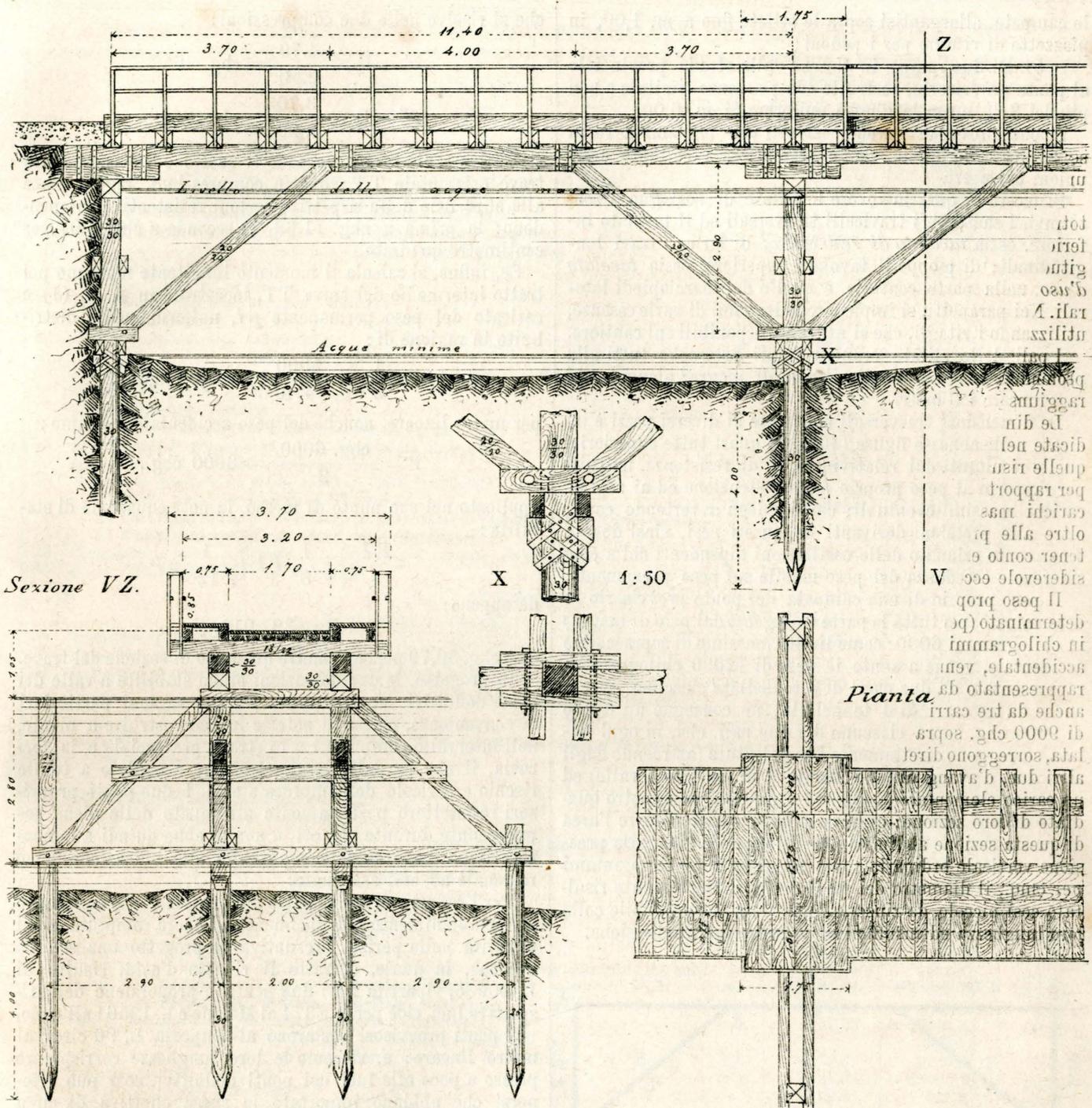


Fig. 46. — Prospetto, sezione trasversale e pianta del ponte provvisorio in legname.

della saetta di m. 2,20 prevista per gli archi in muratura.

Sotto l'azione del carico, fattovi coi mattoni sciolti, ogni armatura si abbassò alla chiave di circa 5 centimetri.

Il calo della vòlta, misurato dalla differenza delle saette, rilevate prima e dopo il disarmo, risultò in media di m. 0,24 al Malone e di m. 0,20 all'Orco.

Il disarmo effettuavasi in media dopo 15 o 20 giorni; le piccole differenze, verificatesi nei cedimenti delle diverse arcate di uno stesso ponte, vennero mascherate nel raccordare i timpani colla cornice di coronamento.

Il prezzo delle armature, presunto in progetto nella somma a corpo di lire 24000, si ridusse, per effetto del ribasso d'asta, a lire 20097,60; la qual somma corrisponde

a lire 100,48 per ogni metro lineare di luce dei ponti, ed a lire 53,33 per ogni metro cubo di legname adoperato nella costruzione delle cinque armature complete effettivamente allestite.

2. *Deviazioni provvisorie.* — Prima di por mano alla demolizione dei vecchi ponti in legname, furono costruite, tanto all'Orco che al Malone, le opportune deviazioni provvisorie, destinate al mantenimento delle comunicazioni durante i lavori. Ciascuna deviazione constava:

a) Di un ponte in legno, costruito secondo il tipo disegnato nelle qui unite figure, con impalcatura larga m. 3,20; dei quali, m. 1,70 nel mezzo servivano al passaggio dei veicoli, senza scambio, ed i rimanenti m. 1,50, in sbalzo, si ripartivano in due marciapiedi rialzati, di m. 0,75 lungo

le campate, allargantisi sopra le stilate fino a m. 1,00, in piazzette di rifugio per i pedoni;

b) Di due rampe, in discesa dalla strada provinciale al ponte provvisorio, costruite con pendenze limitate a non più del 3% e con larghezza uniforme di m. 6,00.

I ponti provvisori furono costruiti con legnami a rozza squadratura, la quale venne regolarizzata soltanto nelle unioni dei pezzi.

Si fecero di quercia-rovere le stilate di sostegno, i sottotravi, i saettoni, i travicelli trasversali ed il tavolato inferiore, ossia *tavolato di resistenza*; di larice i travi longitudinali; di pioppo il tavolato superiore, ossia *tavolato d'uso*, nella parte centrale, e quello dei marciapiedi laterali. Nei parapetti, si impiegarono legnami di varie essenze, utilizzando i ritagli, che si avevano disponibili sul cantiere.

I pali delle stilate vennero spinti pressochè tutti alla profondità di metri 4 sotto il pelo di magra; alcuni pochi raggiunsero i 6 metri.

Le dimensioni trasversali assegnate ai diversi pezzi e indicate nelle annesse figure (46) sono quasi tutte superiori a quelle risultanti dai relativi calcoli di resistenza, istituiti per rapporto al peso proprio della costruzione ed ai sopraccarichi massimi eventuali; ciò si spiega avvertendo come, oltre alle pressioni derivanti da questi pesi, si sia dovuto tener conto eziandio delle oscillazioni dipendenti dalla considerevole eccedenza del peso mobile sul peso permanente.

Il peso proprio di una campata del ponte provvisorio fu determinato (per tutta la parte emergente dal pelo di magra) in chilogrammi 6000; come limite massimo di sopraccarico accidentale, venne assunto il peso di 12000 chilogrammi, rappresentato da due carri di 6 tonnellate ciascuno, ovvero anche da tre carri di 4 tonnellate; ne consegue un carico di 9000 chg. sopra ciascuno dei due pali, che, in ogni stilata, sorreggono direttamente l'impalcatura (astraendo dagli altri due, d'avanguardia a monte e di rinforzo a valle) ed un carico elementare di chg. 11,3 per ogni centimetro quadrato di loro sezione; qualora si fosse voluto ridurre l'area di questa sezione al limite, che corrisponderebbe alla pressione verticale ordinariamente ammessa di 50 chilogrammi per cmq., il diametro dei pali sarebbe evidentemente risultato così piccolo, da riuscire a sua volta incompatibile colla loro lunghezza ed insufficiente a resistere all'inflessione.

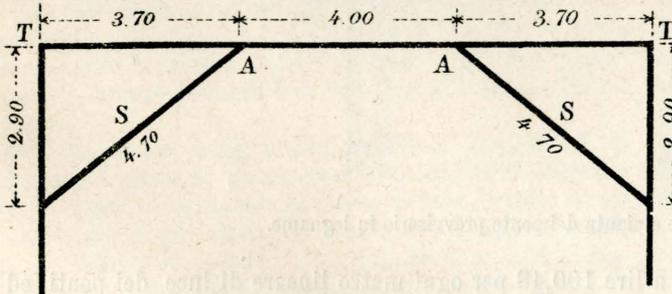


Fig. 47.

Il peso complessivo massimo uniformemente distribuito sopra ciascuno dei due travi longitudinali TT (fig. 47) nel testo) essendo per unità di lunghezza:

$$q = \frac{1}{2} \cdot \frac{5000 + 12000}{11.40} = \text{chg. } 745,60$$

si ha, in ciascuno dei punti A di innesto dei saettoni S, un carico:

$$Q = \text{chg. } 745,60 \times \frac{3,70 + 4,00}{2} = \text{chg. } 2870,56$$

che si risolve nelle due compressioni:

$$P' = Q \times \frac{4,70}{2,90} = \text{chg. } 4652$$

$$P'' = Q \times \frac{3,70}{2,90} = \text{chg. } 3662$$

rispettivamente dirette secondo il saettone S e secondo la trave orizzontale TT; queste compressioni, ragguagliate alla superficie delle rispettive sezioni resistenti, corrispondono: la prima a chg. 11.63, la seconda a chg. 4.07 per centimetro quadrato.

Se, infine, si calcola il momento inflettente massimo per tratto intermedio del trave TT, incastrato in  $A_1 A_1$  (1) e caricato del peso permanente  $p l$ , uniformemente distribuito in ragione di:

$$p = \frac{1}{2} \times \frac{5000}{11.40} = \text{chg. } 219,30$$

per metro lineare, nonchè del peso accidentale massimo:

$$P = \frac{\text{chg. } 6000}{2} = 3000 \text{ chg.},$$

applicato nel suo punto di mezzo, la nota equazione di stabilità:

$$\frac{R I}{v} = \frac{1}{8} P l + \frac{1}{12} p l^2$$

dà appena:

$$R = 397.913,$$

cioè chg. 39,79 per centimetro quadrato di sezione del trave.

In progetto, le due deviazioni erano stabilite a valle dei ponti definitivi. Ma l'Impresa, per sue ragioni particolari di convenienza, chiese di poterle invece costruire a monte, nell'intervallo compreso fra la strada provinciale e la ferrovia, il che fu dall'Amministrazione accordato a totale rischio e pericolo dell'Impresa stessa. I due ponti provvisori resistettero perfettamente all'impeto delle piene sopravvenute durante i lavori, e non si ebbe quindi a lamentare alcun inconveniente imputabile alla ubicazione meno razionale ad essi assegnata.

Per l'esecuzione delle deviazioni provvisorie, e successivo loro mantenimento e disfacimento ad opera compiuta, erasi stabilita nella perizia presuntiva di progetto una somma a corpo, la quale, detratto il ribasso d'asta, risultò di L. 20935, ripartita fra i due ponti in proporzione delle rispettive luci, cioè per L. 8374 al Malone e L. 12561 all'Orco.

I ponti provvisori costarono all'Impresa L. 90 circa al metro lineare; e, siccome le loro lunghezze corrisposero presso a poco alle luci dei ponti definitivi, così può ritenersi che abbiano importato la spesa effettiva di circa L. 7000 al Malone e 10000 all'Orco.

Le differenze fra queste ultime cifre e le due precedenti, cioè L. 1374 per il Malone e L. 2561 per l'Orco, rappresenterebbero quindi le spese di costruzione delle rispettive rampe d'accesso, loro inghiaiamiento e manutenzione, nonchè quelle del successivo disfacimento delle intiere deviazioni.

3. *Asciugamenti. Danni di piena, ecc.* — Per l'apertura dei cavi fuggatori, destinati a mantenere basse le acque durante i lavori di fondazione e per tutte le eventualità poste dal contratto a carico esclusivo dell'Impresa, in conseguenza di piene dei torrenti, venne assegnata una somma fissa, la quale, depurata dal ribasso d'asta, risultò di L. 3349,60 al Malone e L. 5024,40 all'Orco, e così complessivamente di L. 8374, corrispondente a circa L. 1000 per ogni pila da fondarsi sull'alveo.

(1) L'incastramento è prodotto dalle fasciature, che fissano il trave TT al sottotrave ed ai saettoni.

## ESTRATTO RIASSUNTIVO DELLA CONTABILITÀ DEFINITIVA DEI LAVORI.

		QUANTITÀ	IMPORTO netto	PREZZO unitario netto
<b>I. — PONTE SUL MALONE.</b>				
A) Opere definitive.				
1	Scavi sopra le magre e rinterrati dietro le murature . . . . .	(a corpo)	4187,00	
2	» » (extra-contrattuali) pel muro d'argine . . . . . m. c.	508,62	510,00	1,00
3	Scavi sotto le magre . . . . . »	1415,97	3557,20	2,51
4	Rialzi per l'argine e per raccordamento del rilevato stradale col ponte . . . . . »	2823,95	1891,70	0,67
5	Paratie — Legnami in opera (pali, tavoloni, filagne) . . . . . m. c.	90,34	10567,60	116,97
6	» — Ferramenta (puntazze, chioderia, chivarde) . . . . . Kg.	3022,80	2051,20	0,68
7	Pali di fondazione — Legname in opera (infissione compresa) . . . . .	104,39	10260,80	98,30
8	» — Ferramenta (ghiere, puntazze, chioderia) . . . . .	4110,55	2692,70	0,65
9	Calcestruzzo con pozzolana . . . . . m. c.	946,61	19488,21	20,58
10	» senza pozzolana . . . . . »	143,10	1917,31	13,40
11	Muratura di pietrame ordinario spaccato . . . . . »	673,24	6765,25	10,05
12	» di scapoli di cava . . . . . »	126,87	2156,70	17,00
13	» di mattoni ordinari . . . . . »	655,47	12624,50	19,26
14	» » forti a due sabbie . . . . . »	173,91	4077,73	23,44
15	» » » per gli archi . . . . . »	781,40	19630,35	25,12
16	Muratura e lavori in pietra da taglio . . . . . »	365,19	45314,10	124,08
17	Cappa di smalto idraulico . . . . . »	41,00	824,00	20,09
18	Riempimento di materie ghiaiose sopra la cappa . . . . . »	145,54	243,77	1,67
19	Massicciata di ghiaia e pietrisco, consolidata in opera . . . . . »	840,42	7788,15	9,27
20	Ghisa per tubi di scolo e loro accessori . . . . . Kg.	1124,20	376,57	0,33
21	Gettate o scogliere di massi a difesa delle fondazioni:			
	a) Massi nuovi provveduti dall'Impresa . . . . . Mg.	95134,00	9559,85	0,10
	b) Rimaneggiamento e reimpiego di altri massi di proprietà dell'Amministrazione . . . . .		777,50	
	c) Maggior compenso accordato dal Collaudatore . . . . .		1331,40	
22	Ciottolato in calce a rivestimento della parte superiore dell'argine . . . . . m. q.	398,70	667,75	1,67
23	Spese diverse accessorie ad Economia . . . . .		543,85	
Totale A) Opere definitive . . . . .			169795,19	
B) Opere provvisionali.				
24	Armature degli archi . . . . . (a corpo)		8039,04	
25	Deviazione provvisoria con ponte in legname . . . . . »		8374,00	
26	Compenso per asciugamenti e per danni eventuali di piena . . . . . »		3349,60	
Totale B) Opere provvisionali . . . . .			19762,64	
C) Opere accessorie.				
27	Ristabilimento di un tratto di strada vicinale, in diramazione dalla provinciale, con relativo acquedotto e muricciuoli . . . . .		1124,60	
RIEPILOGO {			169795,19	
A) Opere definitive . . . . .			169795,19	
B) » provvisionali . . . . .			19762,64	
C) » accessorie . . . . .			1124,60	
Totale per il ponte sul Malone . . . . . L.			190682,43	
<b>II. — PONTE SULL'ORCO.</b>				
A) Opere definitive.				
1	Scavi sopra le magre e rinterrati dietro le murature . . . . . (a corpo)		6280,50	
2	» » per i muri d'argine . . . . . m. c.	794,37	798,45	1,00
3	Scavi sotto le magre . . . . . »	1561,43	3922,60	2,51
4	Rialzi per gli argini di difesa e pel raccordamento del rilevato stradale col ponte . . . . . »	1663,09	1114,15	0,67
5	Paratie — Legname in opera (pali, tavoloni, filagne) . . . . . »	101,54	11938,75	117,55
6	» — Ferramenta (puntazze, chioderia, chivarde) . . . . . Kg.	5195,64	3538,60	0,68
7	Pali di fondazione — Legname (compresa l'infissione) . . . . . m. c.	128,23	12614,85	98,30
8	» — Compenso per la ribattitura di vecchi pali . . . . .		158,50	
9	» — Ferramenta (ghiere, puntazze, chioderie) . . . . . Kg.	4970,37	3246,00	0,65
10	Calcestruzzo con pozzolana . . . . . m. c.	1125,54	23292,17	20,69
11	» senza pozzolana . . . . . »	53,81	721,97	13,40
12	Muratura di pietrame ordinario spaccato . . . . . »	759,86	7635,70	10,05
13	» di scapoli di cava . . . . . »	128,99	2192,73	17,00
14	» di mattoni ordinari . . . . . »	906,36	17456,68	19,26
15	» » forti a due sabbie . . . . . »	262,29	6150,00	23,44
16	» » » per gli archi . . . . . »	1172,10	29445,50	25,12
17	» e lavori in pietra da taglio . . . . . »	532,50	65812,15	123,59
18	Cappa di smalto idraulico . . . . . »	59,21	1189,95	20,09
19	Riempimento di materie ghiaiose sopra la cappa . . . . . »	174,53	292,25	1,67
20	Massicciata di pietrisco consolidata in opera . . . . . »	654,11	6572,55	10,05
21	Ghisa per tubi di scolo e relativi accessori . . . . . Kg.	1686,30	564,85	0,33
22	Gettate o scogliere di massi a difesa delle fondazioni:			
	a) Massi nuovi provvisti dall'Impresa . . . . . Mg.	153718,00	15447,65	0,10
	b) Rimaneggiamento e reimpiego di altri massi di proprietà dell'Amministrazione . . . . .		867,05	
	c) Maggior compenso accordato dal Collaudatore . . . . .		1997,10	
23	Spese diverse accessorie ad Economia . . . . .		925,00	
Totale A) Opere definitive . . . . . L.			224175,70	
B) Opere provvisionali.				
24	Armature degli archi . . . . . (a corpo)		12058,60	
25	Deviazione provvisoria con ponte in legname . . . . . »		12561,00	
26	Compensi per asciugamenti e per danni eventuali di piena . . . . . »		5024,40	
Totale B) Opere provvisionali . . . . .			29644,00	
RIEPILOGO {			224175,70	
A) Opere definitive . . . . .			224175,70	
B) Opere provvisionali . . . . .			29644,00	
Totale per il ponte sull'Orco . . . . . L.			253819,70	

IX. — Costo dell'opera.

Nel quadro della pagina precedente, sono riassunte le quantità di lavoro eseguito per ciascun ponte, quali risultarono dalla liquidazione finale, col relativo importo contrattuale netto, cioè depurato dal ribasso d'asta, e col corrispondente prezzo unitario, ricavato dividendo l'importo effettivo per la quantità.

Per alcune categorie di lavoro, questi prezzi unitari detti nel modo testè accennato, sono prezzi *medi*. Così, ad esempio, il prezzo del metro cubo di pietra da taglio (L. 124,08 al Malone e L. 123,59 all'Orco) si riferisce complessivamente ai diversi gradi di lavorazione della pietra conca, nelle varie parti della costruzione, e la piccola differenza, che esso presenta fra l'uno e l'altro ponte, dipende da ciò che, all'Orco, fu adoperata in proporzione maggiore, rispetto allo sviluppo lineare del ponte, la pietra lavorata a grana mezzana, in causa della maggiore altezza dei piedritti.

Lo stesso avviene per il prezzo del metro cubo di massiciata, che risulta più elevato all'Orco, dove impiegossi esclusivamente pietrisco, che non al Malone, ove si fece anche uso di ghiaia vagliata.

Ed analogamente, la diversità del costo medio dei legnami delle paratie si spiega con la diversa proporzione fra il cubo dei pali e delle filagne (di prezzo unitario meno elevato) e quello dei tavoloni (di prezzo unitario maggiore).

Astraendo dalle opere accessorie, indipendenti, come *costruzione*, dai ponti definitivi, e così lasciando a parte le deviazioni provvisorie ed il rifacimento della strada vicinale, trasportata di sede presso al Malone, ma comprendendo per contro nel calcolo le opere di munimento (argini, scogliere, ecc.) e quelle provvisionali inerenti alla esecuzione dei ponti definitivi, come le armature degli archi, gli asciugamenti ed i compensi per danni eventuali di piena, la spesa totale netta risultò:

per il ponte sul Malone, di . . . .	L. 181.183,83
» sull'Orco, di . . . .	» 241.258,70
<b>Totale . . . .</b>	<b>L. 422.442,53</b>

La spesa stessa, ragguagliata alle dimensioni dell'opera, corrisponde:

a) per ogni metro lineare di lunghezza totale del ponte . . . .	a Lire	(Malone) 1656	(Orco) 1556
b) per ogni metro quadrato di superficie di via . . . . .	»	(Malone) 207	(Orco) 194,50
c) per ogni metro lineare di luce libera . . . . .	»	(Malone) 2165	(Orco) 2010

Se si confrontano queste cifre con quelle relative a molti altri ponti costruiti in Italia e fuori, in condizioni analoghe, si vedrà come i nuovi ponti provinciali sui torrenti Malone ed Orco rappresentino un *minimum* di spesa, che non si è forse ancora altrove verificato.

I registri della mano d'opera giornaliera, tenuti dall'assistente addetto ai lavori, danno le seguenti risultanze complessive:

	Malone	Orco
giornate di lavorante terrazziere	12491	16554
» muratore . . . . .	1480	1963
» garzone . . . . .	1321	1805
» scalpellino . . . . .	482	427
» carpentiere e falegname	1774	3729
» fabbro . . . . .	25	424
» carro a due cavalli . . . . .	393	126
» carro ad un cavallo . . . . .	29	42

Non è possibile determinare il rapporto della mano d'opera dei terrazzieri e falegnami alle corrispondenti quan-

tità di lavoro eseguito in terra ed in legname, per la ragione che una parte considerevole di questi lavori (come le deviazioni provvisorie coi relativi ponti, gli scavi sopra le magre, la demolizione dei vecchi ponti in legno, ecc.) essendo appaltate a corpo, non vennero misurate; inoltre avvenne questa complicazione che, mentre una parte del legname giunse sul cantiere già parzialmente lavorata, per contro, sul cantiere stesso, si eseguirono altri lavori estranei all'appalto, e così si fabbricarono dall'Impresa per proprio conto molte traverse da ferrovia coi residui e coi rifiuti dei legnami approvvigionati per la confezione dei casseri e dei pali di fondazione.

Le sole categorie di mano d'opera, per le quali si possa fare con attendibilità il rapporto del numero delle giornate consuete, alla corrispondente quantità di lavoro eseguito, sono quelle dei *muratori* e dei *garzoni*; tale proporzione risulta di:

Giornate 0,525 da muratore per ogni metro cubo di muratura al Malone	»	0,463 da garzone	»	»	»
»	»	0,513 da muratore	»	»	all'Orco
»	»	0,472 da garzone	»	»	»

(Continua)

COSTRUZIONI METALLICHE

DEI PONTI GIREVOLI IN GENERALE

E DI QUELLO RECENTEMENTE COSTRUITO PER L'ARSENALE DI TARANTO

Veggansi le Tavole X a XII del 1887

(Continuazione).

6. — PONTI GIREVOLI IN SBALZO CON SPINTA OBLIQUA.

Nei ponti girevoli con travatura in sbalzo il contatto che ha luogo alla chiave fra le estremità degli avambracci delle due ali non può considerarsi evidentemente come un appoggio; qualora si potesse ottenere un contatto così forte da sviluppare in ciascuna travata una controsinta, questa non potrebbe avere altra direzione se non quella dell'orizzontale, quindi inutile e talvolta anche pericolosa per una trave rettilinea; per divenire efficace richiederebbe una costruzione ad arco in ciascuna delle travate, e fatta in modo da riportare questa spinta sugli spalloni. In allora la travata anteriore si calcolerebbe colla teoria dei ponti ad arco, mentre la coda può assimilarsi ad una trave incastrata nel perno se questo è sempre cimentato, o nella sezione sul punto d'appoggio contro lo spallone, quando il perno non sopporta tutto il peso a ponte chiuso.

Per ottenere lo scopo accennato, di far agire a ponte chiuso l'avambraccio come arco, bisognerà produrre uno sforzo all'estremità della coda tale da sviluppare contro lo spallone la spinta dipendente dal peso proprio dell'avambraccio. Chiamando con *p* questo peso permanente per metro lineare e con *s* la saetta o monta dell'arco, vale a dire l'altezza del punto d'incontro delle estremità anteriori dei due avambracci sull'orizzontale passante pel piano delle imposte, la spinta potrà calcolarsi colla formola approssimativa:

$$\frac{p l^2}{2 s}$$

conosciuta la quale sarà facile trovare lo sforzo da applicarsi all'estremità della coda; esso sarà (fig. 34 del testo) dato dalla formola:

$$\frac{p l^2}{2 l_1} + \frac{q_1 l_1}{2} - \frac{q l^2}{2 l_1}$$

dove  $q$  e  $q_1$  rappresentano il carico per metro lineare dell'avambraccio, rispettivamente della coda.

Ciò significa che si dovrà sollevare la zavorra e la metà del peso permanente della coda girando attorno ad un asse orizzontale situato nel piano verticale passante pel punto d'appoggio sullo spallone, come se non esistesse avambraccio alcuno; poichè il momento di rovesciamento di quest'ultimo va ad agire sull'arco della travata opposta, e deve appunto venire equilibrato dalla contropinta in esso sviluppata.

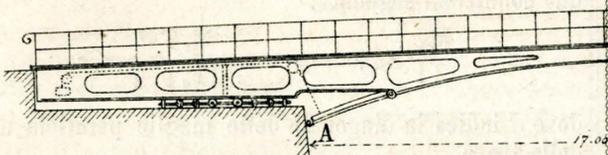


Fig. 48.

Abbiamo già accennato precedentemente ad alcuni ponti costruiti in questo modo; ora diamo nella fig. 48 del testo il prospetto del ponte girevole di Anversa, nel quale si ottenne appunto la contropinta sullo spallone mediante una saetta articolata A che si cala quando il ponte è a posto col mezzo di catene. Questa disposizione però è troppo complicata, e pare che non si presti tanto facilmente anche in causa della sua delicatezza per operazioni che devono reiterarsi successivamente moltissime volte; essa fu quindi abbandonata.

\*

In sua vece si è adottato quella della fig. 49 del testo, nella quale il braccio mobile vien elevato, quando si vuole

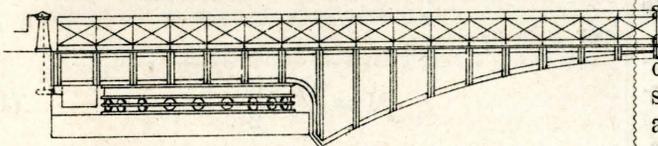


Fig. 49.

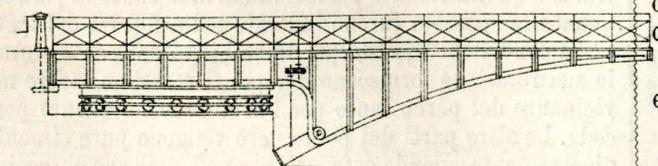
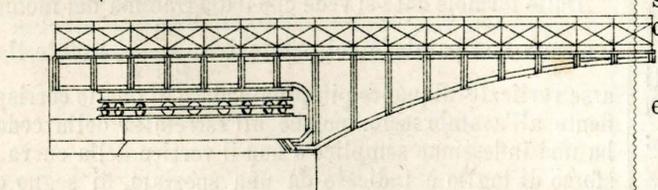
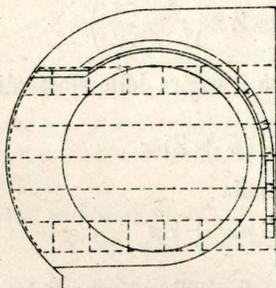


Fig. 50, 51 e 52.

aprire il ponte, di tanto quanto basta per lasciare passare l'arco attorno alla spalla senza urtare in nessun punto; i ripetuti movimenti però logorano l'articolazione, e nuociono all'azione che dovrebbe svilupparsi attraverso la medesima nel braccio mobile; questa costruzione viene ciò nullameno molto usata in Inghilterra, fino a luci di m. 18,3.

Un altro sistema seguito pure in Inghilterra è quello rappresentato dalle figure 50, 51 e 52 del testo. L'azione dell'arco viene sviluppata per mezzo di cunei introdotti alla chiave fra le due estremità delle travature, e dei prolungamenti che vanno ad appoggiare contro apposita superficie sugli spalloni, riportandovi appunto la spinta dell'arco. Questi prolungamenti girano, durante la rotazione del ponte, sopra le superficie d'appoggio o pulvini, tagliati a forma di coni per impedire uno sfregamento continuato; essi sono poi solidamente riuniti e sostenuti verticalmente per evitare delle deformazioni. La corona di ruote non porta il peso del ponte che durante la rotazione, quando è chiuso invece viene alleggerita appunto dalla spinta che si sviluppa obliquamente contro lo spallone.

#### 7. — PONTI GIREVOLI AD UNA SOLA CAMPATA CON TRAVATURA APPOGGIATA ALL'ESTREMITÀ.

Questo tipo di ponti può presentarsi sotto due forme diverse: nell'una la travatura, che costituisce l'avambraccio, appoggia sul ciglio dello spallone dove si trova il perno e coll'altra estremità sulla spalla opposta; nell'altra, invece, non appoggia che sul perno stesso e sulla spalla dell'altra sponda. Nella prima forma abbiamo il caso d'una trave continua appoggiata su tre appoggi e con due campate costituite, l'una dalla luce da scavalcarsi, l'altra dalla sezione libera compresa fra i due punti d'appoggio dell'estremità della coda ed il sostegno al ciglio dello spallone, caso che tratteremo in appresso (N. 9, a); nella seconda forma invece abbiamo un tipo affatto analogo a quello precedentemente considerato: però dal punto di vista della resistenza offre dei vantaggi reali sopra di esso, inquantochè nello stato di servizio, ossia a ponte chiuso, l'estremità libera del suo avambraccio trova un appoggio solido a reazione verticale sulla spalla opposta, mentre in quello a due travate del numero precedente le estremità libere dei due avambracci si trovano in sbalzo, egli è appena se arrivano a toccarsi.

Esaminiamo dunque le condizioni di stabilità del ponte ad una sola campata e con appoggio sulla sponda opposta; esse saranno diverse secondo che il ponte è aperto, ossia in atto di compiere la propria rotazione, o chiuso.

*1° Caso — Rotazione del ponte.* — A ponte aperto la travata è in sbalzo e la sua portata diventa  $a$  (fig. 53 del testo); chiamando con  $p$  il suo peso per metro corrente uniformemente distribuito su tutta la lunghezza di esso, avremo il momento di flessione in una sezione  $\alpha\beta$  alla distanza  $x$  dall'asse di rotazione, ossia dalla sezione d'incastro, uguale a:

$$M = \frac{1}{2} p (a - x)^2,$$

e lo sforzo di taglio:

$$T = - p (a - x).$$

I valori massimi tanto del momento di flessione, quanto dello sforzo di taglio avranno luogo nella sezione d'incastro, ossia per  $x = 0$ , e sono:

$$M = \frac{1}{2} p a^2 \quad (16)$$

$$T = - p a \quad (17).$$

Dalle formole suddette risulta che il momento segue l'andamento d'una parabola ad asse verticale e di parametro

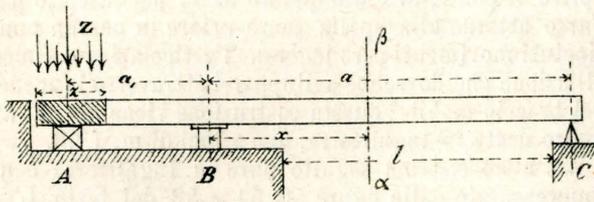


Fig. 53.

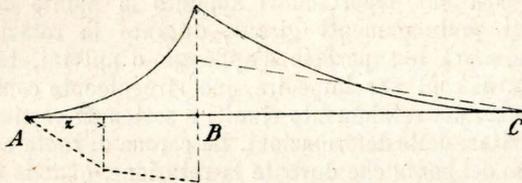


Fig. 54.

uguale a  $\frac{2}{p}$ , avente il vertice all'estremità della travatura, come si vede dalla figura 54 del testo.

Lo sforzo di taglio si dispone secondo una retta punteggiata nella medesima figura.

Siccome tanto il momento di flessione, quanto lo sforzo di taglio raggiungono il loro valore massimo nella stessa sezione, che è quella di incastro, così nel calcolo della resistenza della trave si dovrà avere per la stabilità:

$$\frac{3}{8} s_{xx} + \frac{5}{8} \sqrt{s_{xx}^2 + 4 s_{xz}^2} < \rho,$$

dove  $s_{xx}$  rappresenta lo sforzo (tensione o compressione) normale elastico, ossia la componente perpendicolare alla sezione considerata della forza elastica riferita al metro quadrato;

$s_{xz}$  la componente della medesima nel piano della sezione e parallela all'asse della  $z$ , ossia la forza elastica tangenziale;

$\rho$ , come al solito, il coefficiente di resistenza normale.

I valori di  $s_{xx}$  e di  $s_{xz}$  si calcoleranno colle note formole; così, per esempio, per una sezione a doppio T nella quale  $b$  designa la base, e  $c$  e  $c_1$  le altezze fra le superficie più lontane e rispettivamente fra quelle interne delle piattabande, si ha:

$$s_{xx} = \frac{c_1 M}{2 I}$$

$$s_{xz} = \frac{b (c^2 - c_1^2) T}{8 I \delta},$$

dove  $I$  designa il momento d'inerzia;

$\delta$  lo spessore dell'anima, e

$M, T$  i massimi valori del momento di flessione e dello sforzo di taglio.

È evidente poi che anche la pressione normale nei punti dove è nullo lo scorrimento trasversale, in quelli cioè più lontani dall'asse di flessione, dovrà essere inferiore a  $\rho$ , ossia:

$$\frac{M c}{2 I} < \rho.$$

Analogamente poi lo scorrimento trasversale nei punti dove è nulla la pressione normale, ossia sull'asse di flessione dovrà essere minore del coefficiente di resistenza tangenziale che generalmente si fa uguale ai  $\frac{4}{5} \rho$ , quindi:

$$\frac{M_s T}{e I} < \frac{4}{5} \rho$$

dove  $M_s$  è il momento statico della sezione per rispetto all'asse di flessione. Questo vale per le travi semplici a sezione a doppio T o a [ o a []].

La saetta  $f$  d'inflexione per l'estremità sarà data dalla formola:

$$f = \frac{1}{8} \frac{p a^4}{E I}.$$

Quando la travatura è a traliccio, si calcoleranno il massimo momento inflettente e il massimo sforzo di taglio colle stesse formole date, solo che dovranno essere soddisfatte le due condizioni seguenti:

$$\frac{M c}{2 I} < \rho \quad \frac{M_s T d}{I F_1 \sqrt{2}} < \rho_1,$$

dove  $d$  indica la diagonale delle maglie parallela all'asse della trave,

$F_1$ , l'area della sezione retta delle sbarre del traliccio,  $\rho_1$  la massima tensione o pressione delle sbarre.

\*

Per la coda A B (fig. 53) la prima cosa a farsi è quella di equilibrarla affinché la travatura giri senza movimenti d'altalena pericolosi. A tal uopo, supponendo il contrappeso  $Z$  ripartito in modo uniforme sul tratto  $z$ , si calcolerà colla formola:

$$\frac{p \left( a^2 - \left( a_1 + \frac{z}{2} \right)^2 \right)}{2} \geq Z z a_1 \quad (18).$$

Il momento di flessione variabile coll'ascissa  $x$  misurata a partire da B, si calcolerà mediante le formole seguenti secondo che la sezione  $\alpha\beta$  si trova nel tratto occupato dalla zavorra o al di qua della medesima, ossia:

per  $x > a_1 - \frac{z}{2}$

$$M = \frac{(p + Z) x^2}{2} \quad (19);$$

per  $x < a_1 - \frac{z}{2}$

$$M = \frac{p x^2}{2} - Z z \left( x - \frac{z}{2} \right) \quad (20).$$

Analogamente si calcolerà il valore dello sforzo di taglio colla formola:

$$T = -(p + Z) x \quad (21)$$

nel primo caso; e colla formola:

$$T = -p x + Z z \quad (22)$$

nel secondo.

Dalle formole date si vede che il diagramma dei momenti è ancora una parabola col parametro  $\frac{2}{p+Z}$ , avente il suo asse verticale alquanto più pronunciato di quello corrispondente all'avambraccio, poichè all'estremità della coda si ha una inflessione semplice e non il vertice della curva. Lo sforzo di taglio è indicato da una spezzata, di segno contrario a quella trovata precedentemente. Tanto la parabola, quanto la spezzata furono indicate nella fig. 54 del testo.

Le condizioni esposte per la stabilità del ponte durante la sua rotazione forniscono dunque il massimo lavoro nelle vicinanze del perno tanto per l'avambraccio, quanto per la coda. Le altre parti del ponte però vengono pure cimentate diversamente quando esso è chiuso; ed è ciò che ci facciamo ora a considerare.

2° Caso. — Ponte chiuso. — Quando il ponte è chiuso possiamo considerarlo come costituito da due trave indipendenti, incastrate ciascuna per una estremità nella sezione del perno, e solamente appoggiate per l'altra; ciascuna potrà quindi calcolarsi separatamente.

L'ipotesi più sfavorevole per l'avambraccio è quella in cui esso si trovi completamente sovraccaricato; chiamando allora  $q$  il sopraccarico per metro corrente uniformemente distribuito su tutta la sua lunghezza,

$E$  il coefficiente di elasticità normale,  
 $E_t$  id. id. tangenziale,  
 $F$  l'area della sezione, ed

$A$  un coefficiente numerico dipendente dalla forma di questa (1), e conservando alle altre lettere già impiegate lo stesso significato loro attribuito precedentemente o risultante dalla fig. 53 del testo, avremo la reazione  $C$  nell'appoggio  $C$  diretta dal basso all'alto, per le travi a sezione continua su tutta la lunghezza, dalla formola:

$$C = (p + q) a \frac{\frac{a^2}{8 EI} + \frac{A}{2 E_t F}}{\frac{a^2}{3 EI} + \frac{A}{E_t F}} =$$

$$= \frac{3}{8} (p + q) a \frac{E_t F a^2 + 4 A E I}{E_t F a^2 + 3 A E I}$$

e ponendo  $E_t = \frac{2}{5} E$ , come si usa, avremo:

$$C = \frac{3}{8} a (p + q) \frac{2 F a^2 + 20 A I}{2 F a^2 + 15 A I}$$

Nella sezione d'incastro  $B$ , che è quella passante per l'asse di rotazione, ossia la più vicina al medesimo, la reazione sarà data da:

$$B = (p + q) a - C;$$

il momento di flessione massimo avrà luogo nella medesima e sarà:

$$M_b = \frac{1}{2} (p + q) a^2 - C a$$

nella quale si sostituirà a  $C$  il valore trovato.

Per descrivere il diagramma dei momenti di flessione si cercherà il valore del momento corrispondente ad una sezione  $\alpha\beta$  qualunque alla distanza  $x$  dall'estremità incastrata; esso sarà dato dalla formola:

$$M = \frac{1}{2} (p + q) (a - x)^2 - C (a - x)$$

dalla quale scorgesi che il diagramma è un arco di parabola che passa per l'estremità  $C$ , perchè ivi  $x = a$  e il momento diventa nullo.

Lo sforzo di taglio si troverà colla formola:

$$T = - (p + q) (a - x) + C$$

il suo diagramma è una linea retta.

Se la trave invece di essere a sezione continua fosse a traliccio, la reazione nel punto  $C$  si calcolerà colla formola:

$$C = \frac{3}{8} (p + q) a \frac{a^2 F_1 + 4 M_s d \sqrt{2}}{a^2 F_1 + 3 M_s d \sqrt{2}}$$

dove  $d$  indica la diagonale delle maglie del traliccio.

Il momento massimo di inflessione sarà pure nella sezione di incastro, e si otterrà dalla formola:

$$M = \frac{1}{8} (p + q) a^2 \frac{a^2 F_1}{a^2 F_1 + 3 M_s d \sqrt{2}}$$

(1) I valori del coefficiente  $A$  per le principali forme di sezioni continue si troveranno nell'eccellente *Manuale pratico per gli ingegneri*, di A. CASTIGLIANO, parte III, pag. 71.

Per la coda dobbiamo pure considerare l'ipotesi in cui essa si trovi completamente caricata, in allora agisce sulla medesima un peso permanente  $p$  per metro lineare di trave, uniformemente distribuito su tutta la sua lunghezza.

Un peso  $Z$  che è la zavorra o contrappeso, distribuito uniformemente sul tratto  $z$  (fig. 53) e che perciò possiamo supporre concentrato nel punto di mezzo  $A$ .

Il sopraccarico  $q$  per m. l. distribuito pure uniformemente su tutta la lunghezza della coda.

La trave non è solamente incastrata ad una estremità ed appoggiata liberamente all'altra, essa è parzialmente in sbalzo, oltrepassa il punto d'appoggio  $A$  di una piccola quantità, la quale è perfettamente libera e può inflettersi a modo suo. Tuttavia in vista della sua poca lunghezza, essa non sarà cimentata che in modo insignificante, il suo scopo principale essendo quello di sviluppare un momento sull'appoggio  $A$ , il quale può fare considerare la travata come incastrata parzialmente. Perciò noi lo trascureremo e per compenso non terremo conto di questo incastro parziale.

Allora, in virtù del principio della sovrapposizione degli effetti, si possono considerare successivamente i vari carichi che cimentano la coda e riunire in seguito i risultati ottenuti. Basterà distinguere solamente due carichi diversi, quello uniformemente distribuito  $p + q$  e quello concentrato in  $A$ , che è uguale a  $Z$ . Pel primo le formole date precedentemente saranno applicabili purchè si sostituisca in esse ad  $\alpha$ ,  $\alpha_1$ ; pel carico  $Z$  invece si avrà la reazione verticale in  $A$  uguale allo stesso peso  $Z$  ma diretta dal basso verso l'alto.

All'estremità incastrata poi, ossia in  $B$ , tanto la reazione verticale quanto il momento di flessione per effetto del contrappeso saranno nulli, per cui i calcoli potranno condursi come se questo non ci fosse; solo si dovrà tenerne conto nel calcolare la sezione corrispondente al tratto dove si trova la zavorra stessa.

Il contrappeso  $Z$  è dato dalla formola:

$$Z \approx \frac{(p + q) a^2 - p \left(a + \frac{z}{2}\right)^2}{2 a_1} \approx \frac{q a^2 - p z \left(a + \frac{z}{4}\right)}{2 a_1},$$

nella quale si è ammesso che l'avambraccio sia completamente sovraccaricato mentre la coda no; questa è l'ipotesi più sfavorevole.

8. — PONTI GIREVOLI AD UNA O DUE CAMPATE COLLE ESTREMITÀ LIBERE SOSTENUTE DA TIRANTI STACCANTISI DA UN CASTELLO SITUATO SULL'ASSE DI ROTAZIONE.

L'idea di questo genere di ponti è nata dalla considerazione che un ponte girevole appoggiato liberamente ad una sua estremità, quando è chiuso lavora come una travatura ordinaria e quindi permetterebbe di raggiungere delle luci relativamente considerevoli, se dall'altro canto non si trovasse in condizioni molto sfavorevoli, all'atto cioè della rotazione, nel qual caso tutto il ponte deve sopportarsi da sè e la sezione d'incastro viene cimentata in modo straordinario. Ne viene quindi di conseguenza che la travatura non si può fare tanto pesante, il che obbliga a mantenere dentro certi limiti ristretti la luce da assegnare a questi ponti girevoli.

Per evitare l'inconveniente esposto si è pensato d'opporre a questi due modi di cimentazione dei mezzi di resistenza distinti; vale a dire nel caso del ponte chiuso, quando cioè agisce anche il sopraccarico, si oppone la resistenza propria della travatura alla flessione, quando invece ruota sul suo perno, ed è in sbalzo, si diminuisce il lavoro alla sezione d'incastro facendo sopportare una parte del peso da un tirante o catena di sospensione. Così nacque il sistema seguito

nel ponte di Quincy e da noi già descritto al N. IV, 1, e rappresentato dalla fig. 189, pag. 179 dell'annata XIII di questo periodico. In tal modo fu possibile di raggiungere delle luci di 49 metri. Colla catena di sospensione o tirante si viene a sostituire la reazione dell'appoggio assente sotto l'estremità anteriore dell'avambraccio con la componente verticale della tensione che si sviluppa nel tirante stesso.

È evidente che designando con  $\tau$  la tensione nel tirante, e con  $b$  il suo braccio di leva, ossia la sua distanza misurata perpendicolarmente dal punto centrale della trave dove appoggia sul pilone, ha luogo un momento negativo per rispetto al perno di rotazione, il quale permetterà di diminuir il momento di flessione di quel valore. Designando con  $F$  la sezione della trave, o della tavola superiore se è costruita a traliccio o nel sistema indicato dalla fig. 189 dell'annata XIII,

con  $h$  l'altezza sua,

con  $l$  la portata AB,

con  $p$  il peso permanente per metro lineare ripartito in modo uniforme su tutta la lunghezza,

con  $\omega$  l'angolo che il tirante fa coll'orizzonte, ossia colla travatura, la pressione sviluppata nella travatura per unità di superficie a ponte aperto sarà data dalla formula:

$$\pi = \frac{pl}{2F} \left( \frac{l}{4h} + \frac{1}{\text{tang } \omega} \right)$$

e la tensione nel tirante:

$$\tau = \frac{pl}{2F \sin \omega} \left( \frac{l \text{ tang } \omega}{4h} + 1 \right).$$

A ponte chiuso, il ponte appoggerà sugli appoggi A e D che verranno appunto a questo effetto sollevati e sarà come al solito:

$$\pi_1 = \frac{(p+q)l^2}{8Fh}.$$

I due valori di  $\pi$  a ponte aperto ed a ponte chiuso diventano uguali nel caso in cui l'angolo  $\omega$  assume un valore  $\omega_1$  pel quale:

$$\text{tang } \omega_1 = 4 \frac{p}{q} \frac{h}{l}.$$

(Continua)

GAETANO CRUGNOLA.

## PEREQUAZIONE FONDIARIA

### USI DIVERSI DEL CATASTO E RELATIVO GRADO DI APPROSSIMAZIONE

(Continuazione)

38. — Dalle esposte cose, un'illazione indiscutibile si deve intanto trarre, quella cioè che per servire efficacemente ed onninamente alla conservazione ed al conseguente ripristino dei confini di proprietà, è di regola necessario che il catasto permetta di ristabilire i confini medesimi con *grandissima approssimazione*.

Egli è solo a questa condizione che noi ci troveremo in grado di ottenere sempre eguali e concordanti risultati dalle operazioni di misura occorrenti al ripristino dei confini (salvo lievi ed insignificanti differenze), e ciò per quanto le operazioni stesse vengano ripetute dal medesimo o da altri agrimensori, nello stesso od in altro tempo qualunque.

La suddetta condizione nondimeno non è la sola, e due altre ancora sono del pari indispensabili; vuoi si cioè che i confini si possano ristabilire *con poca spesa e nel preciso ed identico sito che occupavano all'epoca del rilievo parcel-lare*.

39. — Quanto alla prima condizione, è impossibile il disconoscere la necessità che i confini si possano ristabilire

con brevi, e quindi poco dispendiose operazioni di misura; perocchè, in caso negativo, al proprietario che trovasi un po' a stecchetto, tornerebbe di gran lunga più conveniente di cedere, senz'altro, alle pretese del danaroso suo vicino, abbandonandogli tutto il terreno reclamato, anzichè sobbarcarsi al sacrificio di onerose operazioni di misura. In tale evenienza bisogna pur convenire che il povero, in ordine a confini, si troverebbe letteralmente alla mercè del dovizioso suo vicino.

Che se poi entrambi versassero in istrettezze, in allora, anzichè esporsi a grave dispendio, preferirebbero senza più di continuare nell'odierna incertezza, perpetuando così uno stato anormalissimo di cose, di cui ognuno ha potuto toccare con mano i seri inconvenienti.

In vista dell'obbietto suindicato, è evidente altresì che il catasto deve eseguirsi in guisa da permettere il ristabilimento del confine controverso in *modo diretto*, senza dover estendere le misurazioni a più pezze contigue, e senza render necessario l'intervento di altri proprietari, all'infuori dei contendenti.

Le future operazioni di ristabilimento di confini hanno dunque da essere brevi, e così accessibili alle borse più modeste; perocchè in caso contrario rimarrebbero frustrati i benefici effetti che legislatori e proprietari si ripromettono da una generale catastazione.

40. — In secondo luogo, abbiamo detto, occorre che il catasto possa ridarci sul terreno i confini d'ogni parcella in quel preciso punto della superficie terrestre, od anche su quella verticale medesima, in cui vennero riscontrati in occasione del primitivo rilievo.

Qualora il catasto non ci ridasse o non ci potesse garantire che la *forma* delle parcelle, evidentemente sarebbe incompleto ed insufficiente, e ci ritroveremmo di fronte alla lacuna che si riscontra attualmente nei migliori vecchi catasti piemontesi; in quelli cioè che comprendono eziandio il così detto *campagnuolo*, in cui è dimostrativamente designata la figura d'ogni pezza, con indicazione delle operazioni e delle quote state effettivamente eseguite e desunte sul terreno al tempo della misura generale. Quanto poi ai catasti piemontesi eseguiti in dipendenza del Regolamento 5 dicembre 1775, essi, al difetto sovra menzionato, aggiungono l'altro d'indicare cioè delle quote *state dedotte graficamente dalla mappa*, onde servire al calcolo delle aree, eccezion fatta delle parcelle inferiori ad are 38,10 (1).

Supponiamo che della pezza B (fig. 55) siano scomparsi i confini, e che si tratti di ripristinarli.

Dopo la formazione della mappa, il proprietario della pezza B si è inoltrato sul terreno della pezza A; mentre, dal canto suo, il proprietario della pezza C ha oltrepassato il rispettivo confine a danno della pezza B per una identica larghezza.

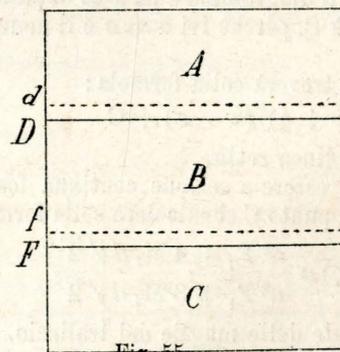


Fig. 55.

Il geometra, per l'effetto di cui sopra, misura sul terreno la lunghezza del lato DE e la trova corrispondente a quella del catasto; innalza sui punti D ed E due perpendicolari al lato DE (supponiamo che la pezza abbia forma rettangolare), su di esse porta le distanze DF ed EG quali

(1) DUBOIN, *Raccolta delle leggi*, vol. XXII.

risultano dal catasto, e determina così i punti F e G, i quali coincidono coi corrispondenti del terreno. Quindi, poichè è constatato che la parcella B, per usare un'espressione volgare, ha il *fatto suo*, e non si tratta di rivendicare terreno dai vicini, si piantano senz'altro i quattro termini D, E, F, G.

Orbene, niun dubbio che la pezza B ha solamente il quantitativo, a cui ha diritto, poichè non ha che l'esatta sua forma; ma si può dire con ciò che la terminazione sia lo devole, e che il proprietario della stessa pezza B più non abbia ad esser molestato? No, certamente. Si è erroneamente ritenuto che il lato DE (preso per base onde ripristinare gli altri vertici) occupasse, sulla superficie terrestre, il preciso sito che occupava all'epoca della misura generale, mentre occupa invece la posizione della linea punteggiata *de*, ed in conseguenza l'intera parcella, dopo la terminazione, anzichè occupare il dovuto sito DEFG, avrà bensì un'identica forma o figura, ma occuperà il sito *defg*.

Di qui ne verrà che la pezza A più non avrà la forma e la superficie a cui ha diritto, e che in caso di misura di questa pezza sarà giocoforza annullare la suddetta terminazione della pezza B, e ripetere la relativa operazione in contraddittorio eziandio della pezza C.

Verificandosi però questa contingenza, ognuno vede a quale grave danno sarebbe esposto il proprietario dell'appezzamento B, qualora, lungo la linea *de*, avesse, nel frattempo, aperto fossi, o piantato alberi fruttiferi o da legna, viti o siepi.

41. — Ma, dirà taluno, perchè nella prima operazione avete limitato la misura alla pezza B, e non l'avete estesa alle contigue proprietà A, C? E noi rispondiamo che il proprietario della pezza B è soddisfatto, quando sa di possedere la giusta sua superficie; e perciò, a scampo di maggiore spesa (in generale, ed a dispetto del Codice Civile, le spese di terminazione sono pagate da un solo dei proprietari, cioè da quello che richiede la persona tecnica), non si preoccupa dei vicini e non fa misurare fuorchè la pezza sua.

Senonchè, il guaio non si limita a questo. Voi mi dite di misurare altresì le parcelle contigue A e C; ma chi v'assicura che non sieno cambiati eziandio i confini estremi delle parcelle stesse? Che anzi, una tale sicurezza non potete averla in modo soddisfacente, neanche comprendendo nell'operazione tutte le pezze componenti il *finage* o *trriage* dei francesi, o tutte quelle che incontransi fino a raggiungere le limitrofe strade ed i vicini fossi; perocchè l'invariabilità di posizione dei fossi, delle strade comunali e vicinali e delle linee circoscriventi i *finages*, è cosa fallace, ed intorno a cui non hanno soverchia fiducia i tecnici che hanno vissuto parecchio fra i campi.

42. — Col darci l'esatta *forma* delle parcelle, il catasto ci somministra naturalmente altresì l'identica loro *superficie*. Ma se il catasto ci fornisse solo l'elemento dell'estensione superficiale, o sarebbe impossibile il ripristinare i confini dispersi con vera cognizione di causa, ovvero lo si farebbe in modo indeterminato, vago e quasi arbitrario.

Si è detto impossibile, ed in talune emergenze è infatti così. Supponiamo che lungo il lato di destra delle suddette pezze A, B, C scorra un torrente (fig. 55), il quale, nel volgere degli anni, può corrodere le citate pezze, ovvero lasciarvi delle alluvioni.

I confini della pezza B sono incerti, e si tratta di ripristinarli, sapendo che le citate tre pezze avevano, all'epoca della misura generale, un'identica superficie di are 50 ciascuna. Il geometra va sul terreno, misura le tre pezze, e trova che le pezze A, C hanno la superficie di 52 are ciascuna, mentre la B non è che di are 46. Forse che la pezza B, per

ciò solo che le mancano 4 are, potrà farsi attribuire le altre 4 are possedute in più dalle pezze A e C? No certamente, perocchè non è per nulla provato che le pezze A e C abbiano usurpato il terreno mancante a B, e non è escluso che il detto terreno mancante a B sia stato corroso dal torrente; mentre, d'altro canto, è ammissibilissima l'ipotesi che le 4 are in più delle pezze A e C provengano da alluvioni lasciate dal torrente.

43. — Si è anche detto che col solo elemento della superficie, il problema del ripristinamento dei confini riesce indeterminato e di incerta ed arbitraria soluzione.

Si suppongano due pezze contigue M, N, di are 30 ciascuna (fig. 56), e si tratti di ristabilirne i confini. Non è vero che io, sempre rimanendo nella cerchia del quadrilatero ABIL, posso assegnare alla pezza M la forma che più mi talenta, e così le forme ABCD, ABFE, ABGH, ecc., pur conservando, tanto ad essa quanto alla N, la superficie di 30 are?

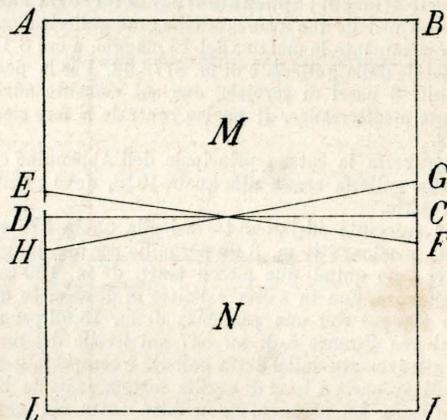


Fig. 56.

Che se il dare una forma, piuttosto che un'altra, può talora essere indifferente, trattandosi di terreni di eguale coltura e fertilità e senza piante lungo il confine, la bisogna cammina ben altrimenti nel caso opposto; perocchè allora, o si hanno differenze nella coltura e nel valore del terreno, o la forma della pezza può mettere in questione la proprietà delle piante esistenti lungo il confine, ovvero far sì che le medesime (e lo stesso dicasi di siepi, fossi, finestre, pozzi, ecc.), risultino a distanza minore della legale, od anche a distanza legale, quando con altra forma nol sarebbero.

Nei campi e nelle vigne la direzione della linea di confine è, in certo qual modo, indicata dalla direzione delle porche e dei filari delle viti, sebbene nulla comproui che tale direzione sia la giusta. Ma che dire dei prati, senza speciali linee di demarcazione, e particolarmente dei boschi, senza un possesso ben caratterizzato?

Abbiamo voluto discendere a questi particolari per porre in sull'avviso quegli ingegneri e geometri, i quali, ancora al giorno d'oggi, forse perchè non abbastanza edotti dei suindicati inconvenienti, nell'addivenire al ripristino di confini, si basano esclusivamente sul quantitativo delle parcelle; e ciò anche quando è loro possibile di procurarsi la vera figura della pezza a terminarsi. Donde conseguita, a parte i surriferiti riflessi, che allorquando un altro operatore recasi sul terreno per una seconda delimitazione della pezza stessa o di altre contigue, trova termini e confini spostati, difetta di soddisfacenti punti di partenza per le successive operazioni, e difficilmente può in poco tempo raccappezzarsi e rimediarsi in modo plausibile.

44. — Coll'elemento della superficie, e neppure coll'altro della forma, non si può adunque risolvere in modo lodevole il problema della conservazione e del ripristino de' confini. Ma se noi ci mettiamo in grado di poter ristabilire i vertici d'ogni parcella nel posto preciso occupato all'epoca del rilievo parcellare, egli è evidente, dopo quanto si è detto, che noi avremo risolto in guisa ineccepibile il suddetto problema; perocchè in allora noi potremo sempre, ad ogni occorrenza, ristabilire ogni parcella, e così tutte le parcelle nella loro primitiva posizione, colla vera loro forma e coll'identico loro quantitativo; e più non avremo a temere gli spostamenti e le deformazioni lamentate ai numeri 40 e seguenti.

(Continua)

Geometra BERNARDO BERTOLINO.

## NOTIZIE

**La galleria degli Allocchi (Appennino) per la ferrovia Faenza-Firenze.** — L'incontro delle due avanzate della gran galleria degli Allocchi è avvenuto esattamente la mattina del 15 maggio, a ore 3 1/2.

La lunghezza totale della galleria è di m. 3778,93. Per la perforazione furono eseguiti 3 pozzi di servizio, due sul versante adriatico ed uno sul versante mediterraneo. Il nucleo centrale a foro cieco risultò di m. 2912.

La galleria attraversa la catena principale dell'Appennino che si eleva sull'asse della galleria stessa alla quota 1018, dove è stato costruito un osservatorio.

L'imbocco nord (versante adriatico) trovasi alla quota 573 e sale verso Firenze colla pendenza di m. 3,00 per mille per una lunghezza di m. 1664,62; vi sono quindi due piccoli tratti di m. 100 caduno con lievissima pendenza, uno in salita e l'altro in discesa. In ultimo si discende verso Firenze con una pendenza di m. 15,63 per mille, e la quota all'imbocco Firenze è di m. 547 sul livello del mare.

La montagna attraversata dalla detta galleria è composta generalmente di banchi di arenaria a base di argilla intermezzati da banchi di schisto calcareo duro. La perforazione fu fatta tutta coi mezzi ordinari e non ha presentato in sè stessa molte difficoltà.

\*

Due particolari difficoltà ha presentato l'esecuzione di questa galleria. La prima è stata la grande quantità di acqua (circa 120 litri per minuto secondo sul versante adriatico e 70 circa su quello mediterraneo), sono oltre 16,000 metri cubi d'acqua i quali escono giornalmente dai due imbocchi).

Ma ciò che ha prodotto maggior incaglio ed ha reso pericolosa la escavazione si fu l'irruzione del gas infiammabile *grisou* rinvenuto su ambedue i versanti e che cagionò lunghe sospensioni dello scavo in avanzata. Il gas si è incontrato sul versante mediterraneo a circa 1000 metri dall'imbocco, il 15 novembre 1885 e continuò ad ardere costantemente sino alla fine del mese di gennaio successivo. Durante questo lasso di tempo, gli scavi di avanzata e di calotta si dovettero sospendere completamente; alla fine del mese di gennaio 1886 fu ripreso lo scavo dell'avanzata ma s'incontrarono ad intervalli e nei successivi mesi di marzo ed aprile nuovi sbocchi di gas infiammabile, che ardeva per 7 od 8 giorni e poi si estingueva.

Il fatto più curioso però e più interessante da notarsi si è che il gas rinvenuto sul versante adriatico il 5 gennaio di quest'anno arde tuttora. Qui il gas si sviluppò in quantità straordinaria, e quando se ne tentò in principio la accensione si ebbero varie esplosioni fortissime e detonanti il che obbligò a desistere, per vario tempo, dal tentarne l'accensione. Tutto il lavoro di galleria venne naturalmente sospeso durante 20 giorni, dopo di che si tentò nuovamente la accensione, e questa volta vi si riuscì.

Il gas di quest'ultimo periodo ha presentato un fenomeno molto singolare: ardeva sopra una lunghezza di avanzata di circa 15 metri con 25 o 30 fiammelle d'una lunghezza variabile di 40 a 60 centimetri per 3 o 4 giorni di seguito, poi cominciava a diminuire lentamente finchè si spegneva rimanendo spento per circa due giorni, poi cominciava a ricomparire di nuovo; dopo due o tre giorni raggiungeva la sua massima intensità ed attualmente continua, si che fa supporre che debba esistere una vera sorgente.

\*

Il sistema di attacco è stato generalmente coll'avanzata in corona e quindi, successivamente, si è eseguito lo scavo in grande sezione, ossia a sezione completa e la muratura di rivestimento costruendo prima i piedritti in muratura di pietra e successivamente le volte in mattoni. I mattoni provengono da due fornaci (sistema Hoffmann), impiantate dall'impresa su ambedue i versanti della galleria.

La ventilazione della galleria è stata fatta mediante compressori

forniti dalla Casa Blanchod e C., successori della Casa Roy e messi in moto da due turbine della forza di circa 30 cavalli caduna.

Sul versante adriatico la turbina è mossa dall'acqua proveniente dalla stessa galleria e trovasi impiantata a circa 500 metri di distanza fuori dell'imbocco dove utilizza una caduta di circa m. 19.

La turbina e compressori sul versante mediterraneo sono stati situati in fondo al pozzo distante dalla testa circa m. 500, e l'acqua è stata derivata dal soprastante torrente del Maccione con una caduta di circa m. 65.

Questo sistema di ventilazione ha dato buonissimi risultati, ed ha funzionato regolarmente e senza interruzione per oltre 2 anni e mezzo.

La sezione della galleria è quella ordinaria del tipo di questa linea, larga 5,00 all'imbocco, 4,35 al piano del ferro, e alta 5,50 sulle rotaie. Lo spessore è di cent. 45 e in qualche tratto di cent. 60.

In media l'escavazione raggiunge m. 2,30 per giorno e per parte, e vi lavoravano 120 operai al giorno, divisi in tre sciolte.

Il 10 dicembre l'impresa Trewhella consegnerà al Governo l'opera compiuta che resterà inoperosa per 5 anni, quanti ce ne vorranno a terminare i due tronchi d'accesso non ancora appaltati.

(Rivista generale delle ferrovie).

## BIBLIOGRAFIA

**Conferenze tenute alla Esposizione internazionale di apparecchi di macinazione e panificazione in Milano, nel 1887.** — Op. in 8° di pag. 267. — Milano, 1888.

Precedute da una introduzione del senatore G. Robecchi, presidente del Comitato esecutivo della Esposizione, la quale promette in un secondo volume il resoconto ufficiale della Mostra, troviamo in questo primo volume pubblicate nell'ordine stesso, col quale sono state dette, 13 conferenze.

Due del senatore Alessandro Rossi, intitolata la prima: *Macchine e forni*, la seconda: *Cereali e Pane*; — una sul *Patronato per gli Infortuni del lavoro*, del prof. Ulisse Gobbi; — un'altra sulle *Cucine economiche*, del comm. Angelo Villa Pernice; — ed una quinta dal titolo: *Panem nostrum quotidianum*, del comm. Paulo Fambri.

Fa seguito la conferenza del sacerdote cav. Rinaldo Anelli, *La panificazione dei nostri paesi*; e qui troviamo una prima nota pratica nella storia veridica, financo ingenua, di tutto quanto il buon ministro di Dio ha fatto per la istituzione di grandi panifici sociali.

Nè meno pratica, o meno direttamente utile è la messa in scena, per dirla colle parole stesse del dott. Piero Restelli, delle *coltivazioni sperimentali di frumento*; sono otto campi sperimentali di cento metri quadrati ciascuno, colla media annuale per ettaro dei risultati di 5 anni di concimazioni determinate, e pei quali la produzione media sta fra i limiti estremi di 10 e di 53 quintali di paglia, di 7 e di 24 quintali di grano.

Il dott. Restelli consiglia agli agricoltori il sistema dei piccoli campi sperimentali per lo studio delle sue terre e dà preziosissime indicazioni sul modo di tenere questi campi, non senza far avvertire che i successi ottenuti sono in parte dovuti alla razionalità delle concimazioni e in parte allo studio delle varietà dei grani.

Il comm. Girolamo Chizzolini, sotto il titolo: *Dei più importanti provvedimenti igienici per le popolazioni rurali*, accennò ad una serie di problemi (gli essiccatoi, le acque potabili, le abitazioni coloniche, i lavatoi ed i bagni pubblici) che tutti ad uno ad uno potrebbero dare argomento da soli a più di una conferenza.

Il chiarissimo ing. Cesare Saldini col titolo: *L'industria moderna dei molini*, fece una sintesi storica meravigliosa in men di 15 pagine del processo evolutivo che l'industria dei molini ha subito fino alla trasformazione radicale di tutte le macchine, la quale ha dato opportunità, alla città di Milano di fare una splendida esposizione di macinazione, ed all'arguto conferenziere di concludere che la macinazione del grano non abbia ancor raggiunto nel presente periodo evolutivo quel grado di stabilità a cui corrispondono nella storia delle industrie lunghi e giovevoli periodi di calma e di riposo.

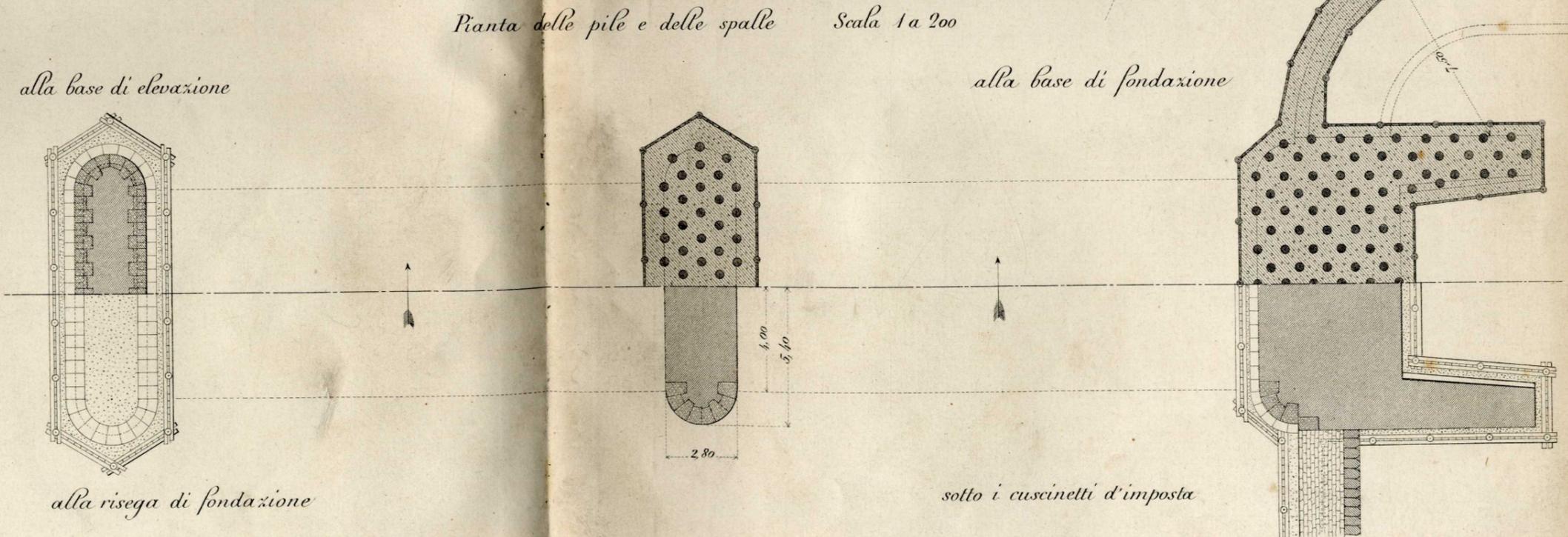
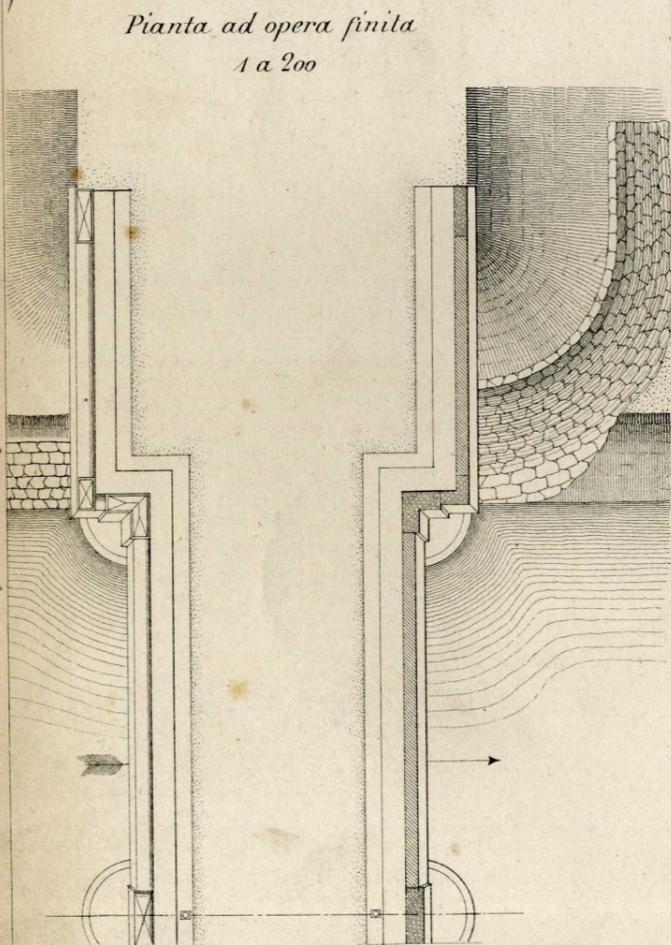
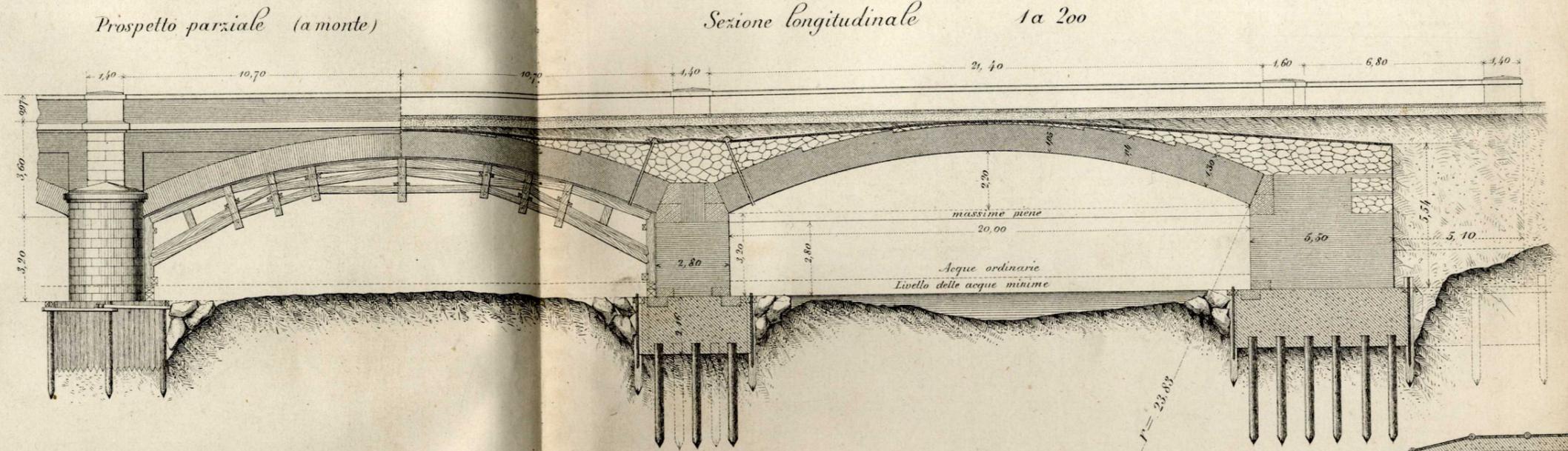
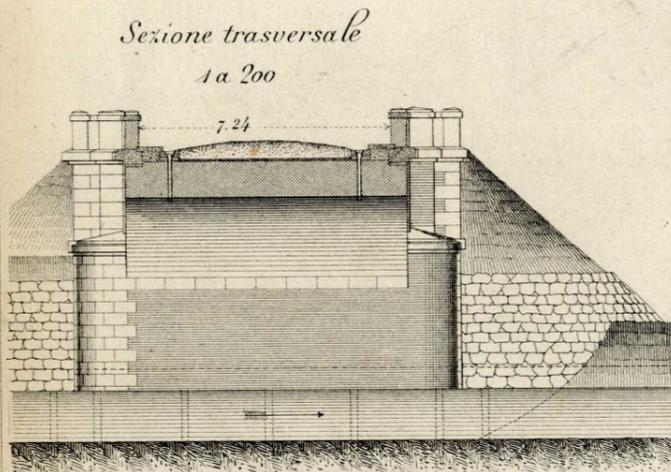
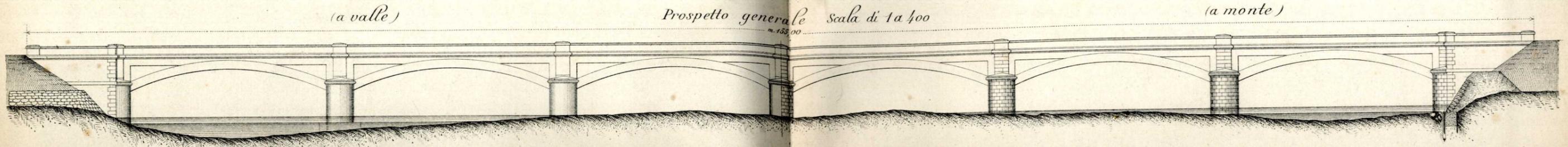
Della conferenza del dott. Piero Lucca, deputato al Parlamento, il libro non porta che il titolo: *Sulla coltivazione e sulla industria del riso*, non essendo stato mandato il testo.

Un'altra nota eminentemente pratica l'abbiamo nella conferenza del prof. Oreste Gallo, che ci presenta il *pane economico*, istituito dal Consorzio dei prestinai di Como, collaudato per le sue proprietà alimentari, e che si vende al solo prezzo di cent. 24 il chg.

Poi viene la conferenza del dott. Edoardo Gonzales col triste titolo: *Pellagra*; e quella del prof. Giovanni Maglione: *Sulla Ragoneria*.

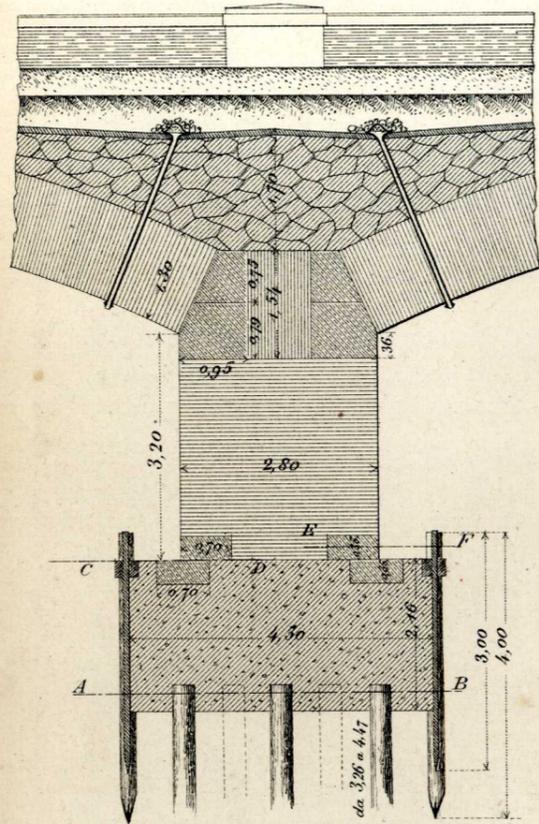
Per ultimo l'ottimo ingegnere Giuseppe Ponzio prende a parlare con dottrina evidentissima della motrice a vapore prendendo le mosse da quella licenziata da Watt, ed assurgendo dagli ultimi perfezionamenti e dalle ultime tendenze alla macchina a vapore dell'avvenire, la quale sarà... indubbiamente piccola e veloce, secondo la profezia: « verrà un tempo in cui le pesanti macchine e gli enormi volanti dei nostri tempi saranno considerati reliquie da museo ». G. S.

SOCIETA' DI INGEGNERI INDUSTRIALI

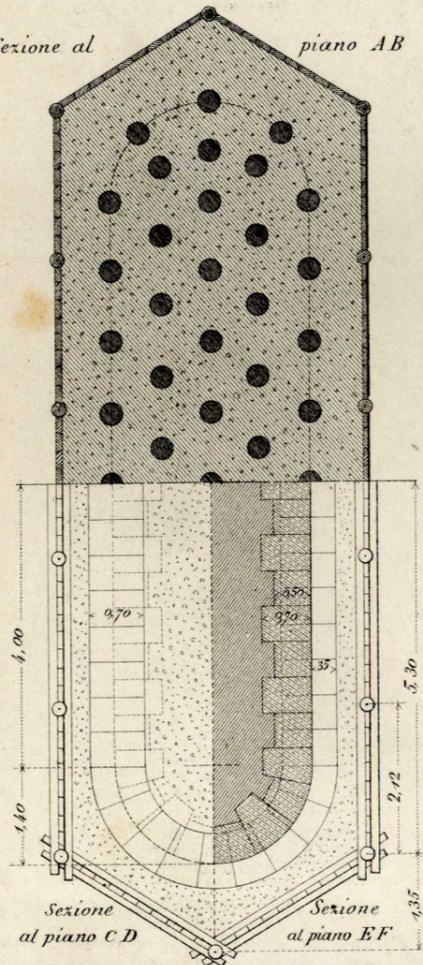


Fra. e bit. Camilla e Bertolero.

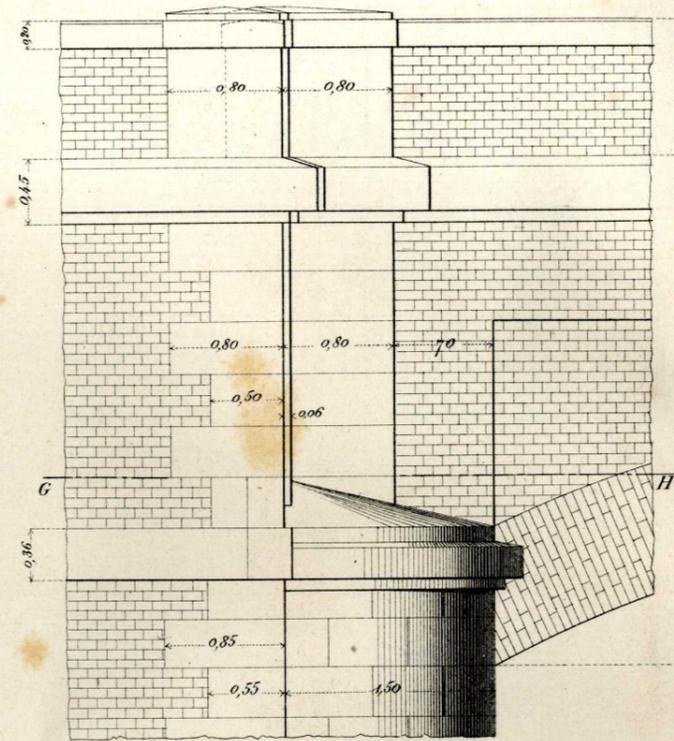
Particolari di una pila. Scala di 1 a 100



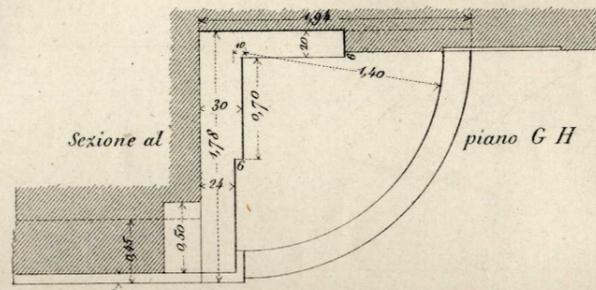
Sezione al piano AB



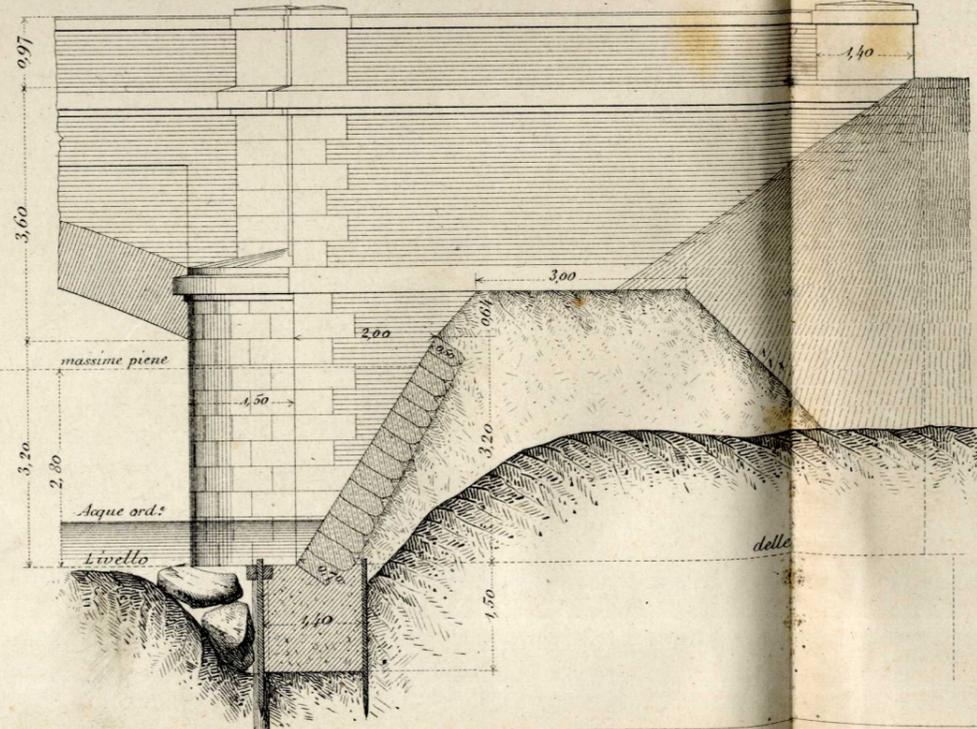
Particolari del prospetto a monte. Scala di 1 a 50



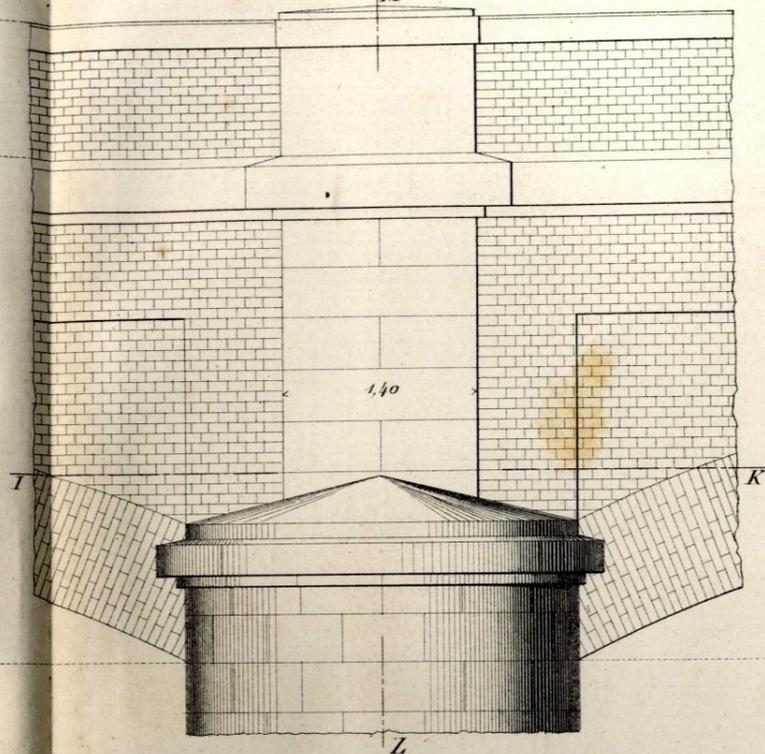
Sezione al piano GH



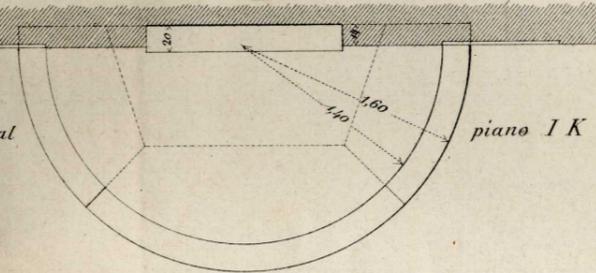
Sezione trasversale dell'argine (a monte) 1 a 100



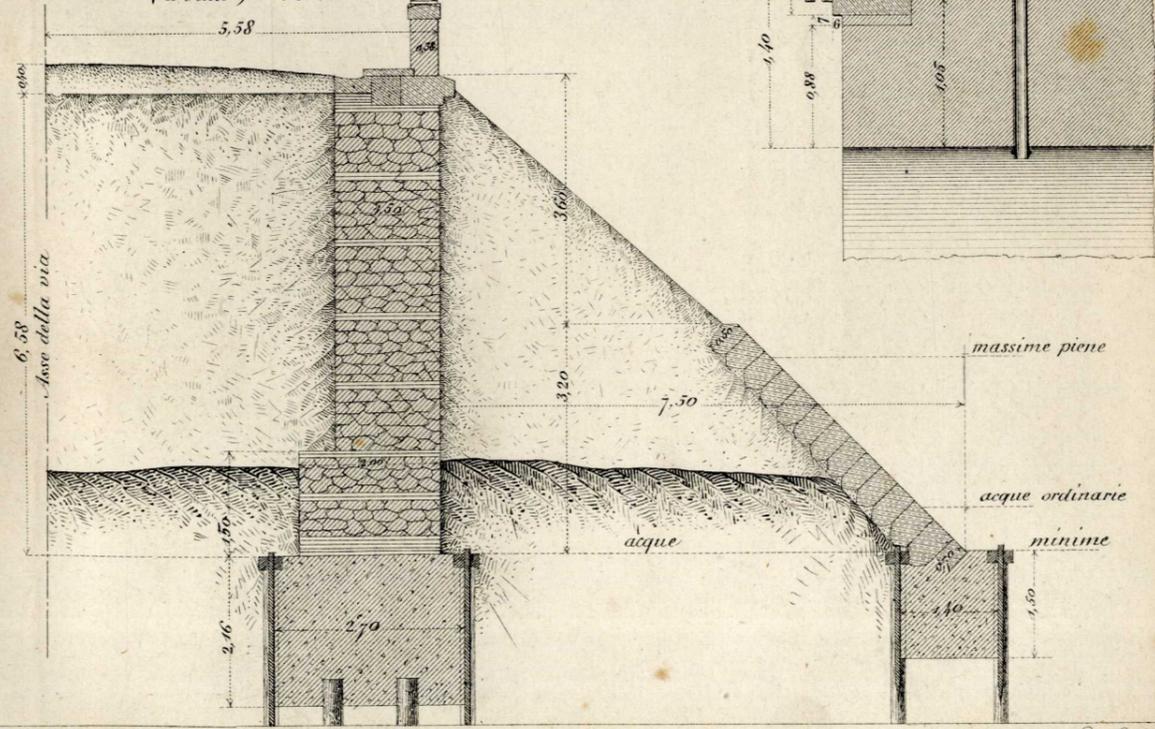
M



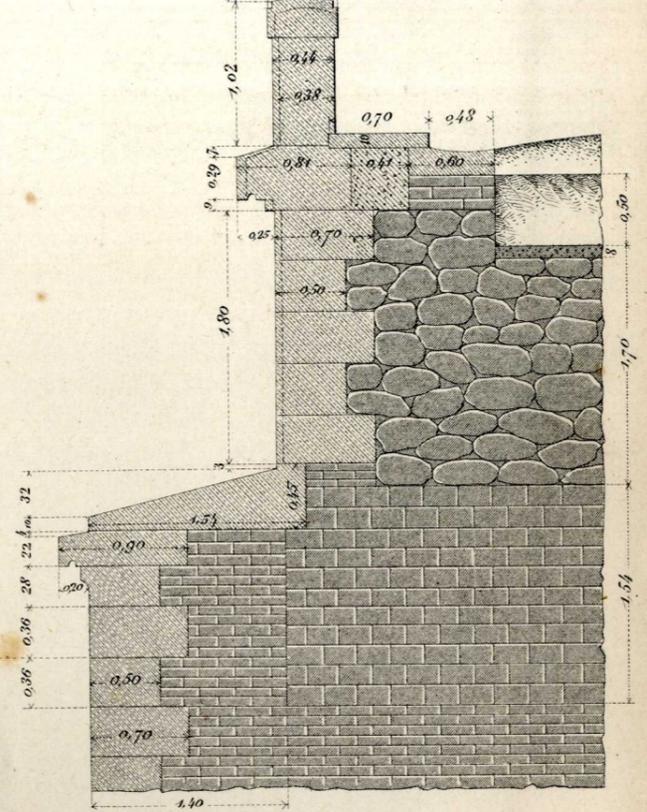
Sezione al piano IK



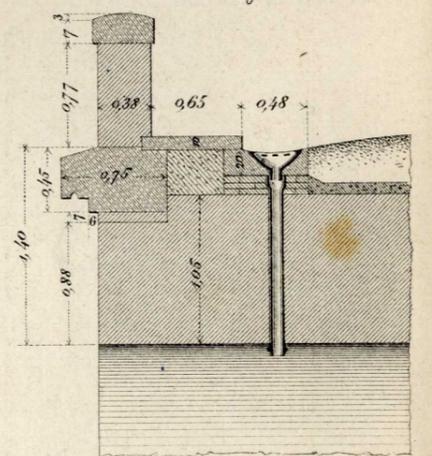
Metà sezione a largo di una spalla con quarto di cono (a valle) 1 a 100



Sezione LM 1 a 50



Particolare alla chiave degli archi 1 a 50

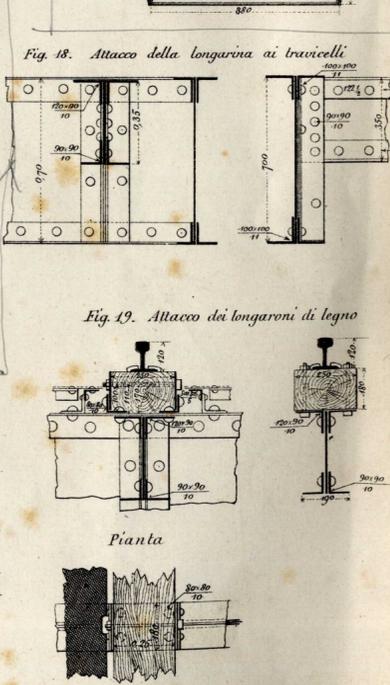
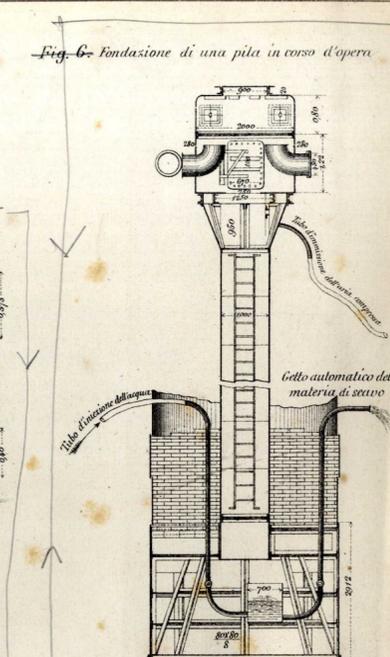
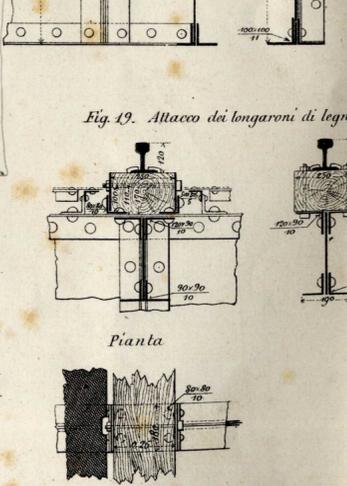
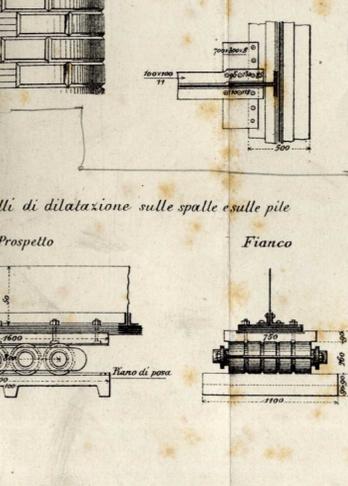
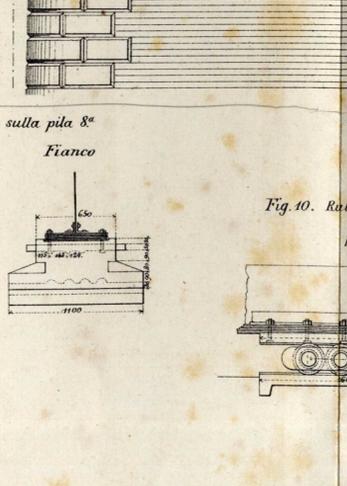
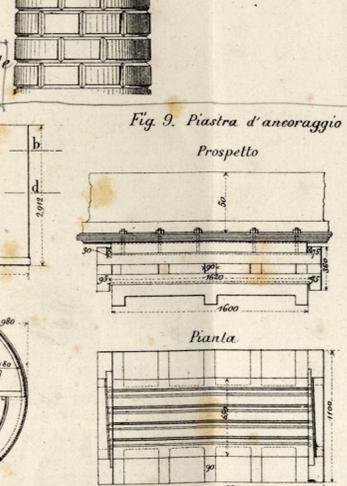
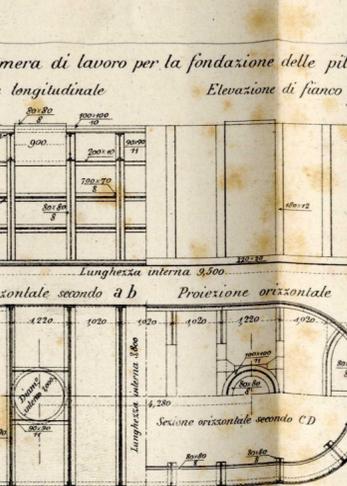
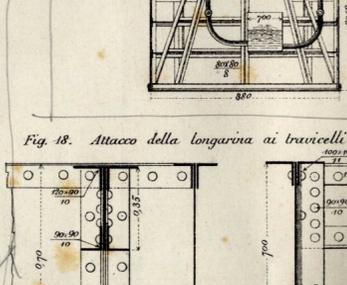
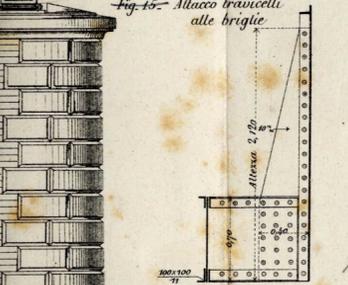
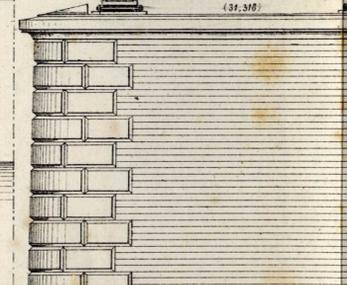
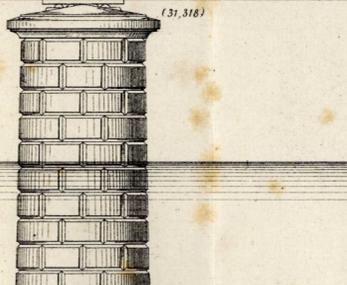
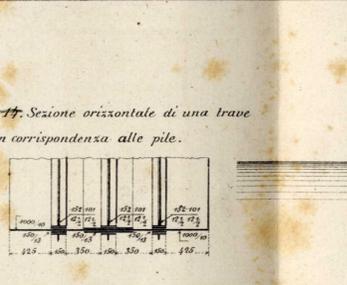
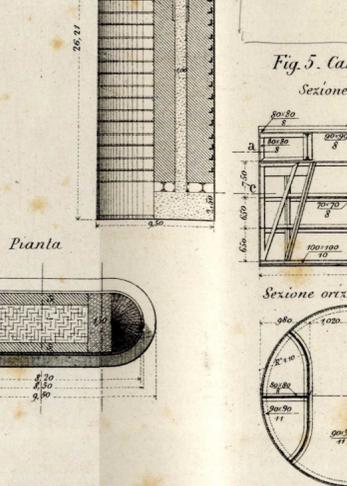
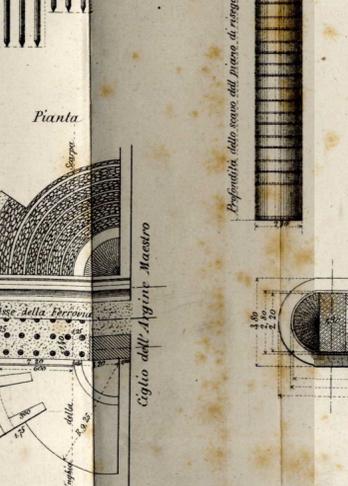
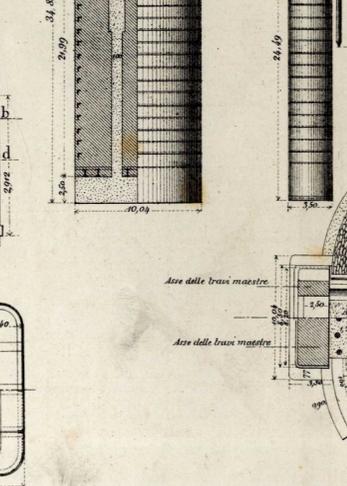
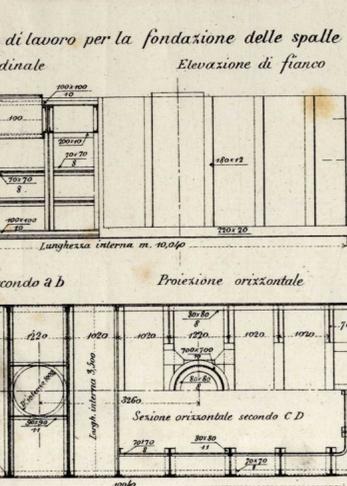
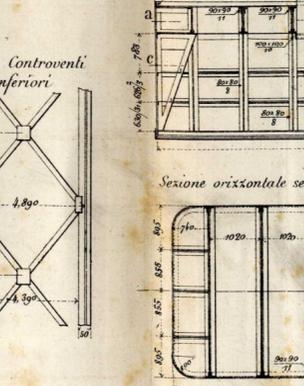
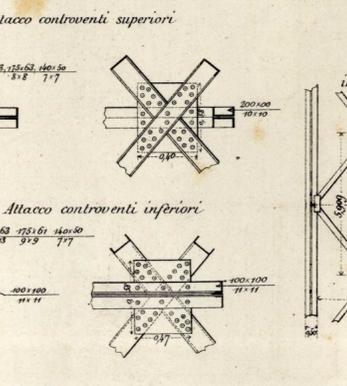
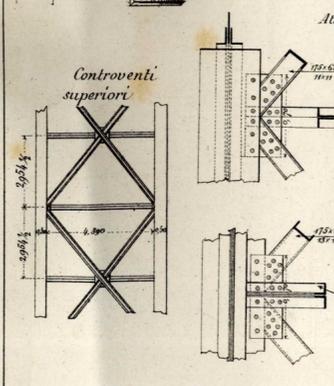
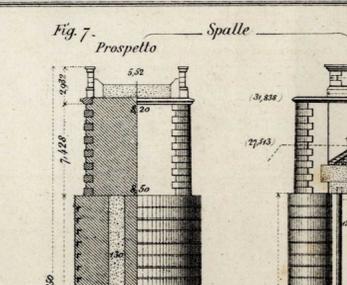
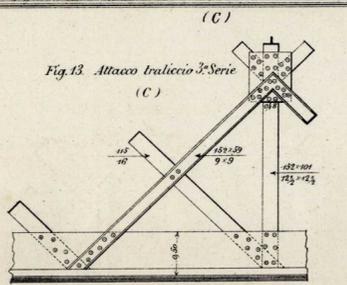
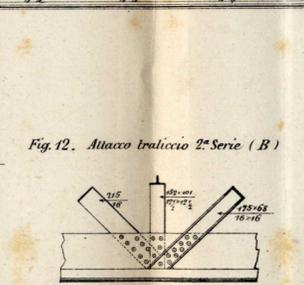
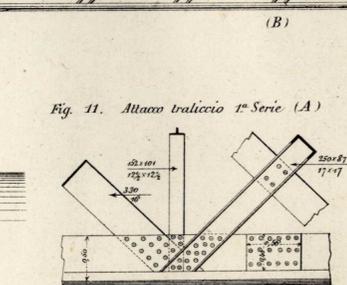
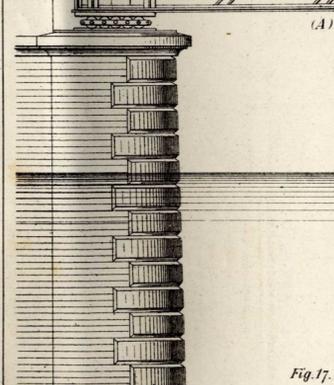
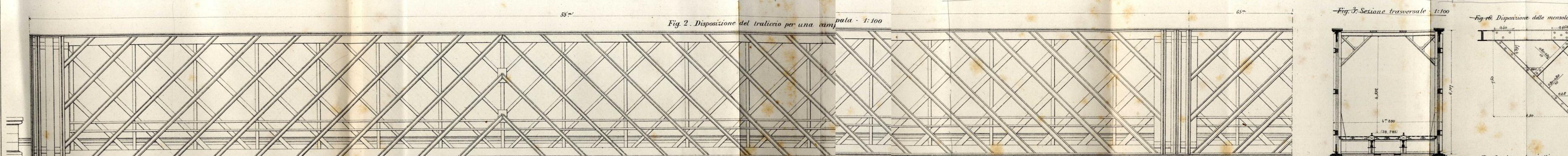


massime piene

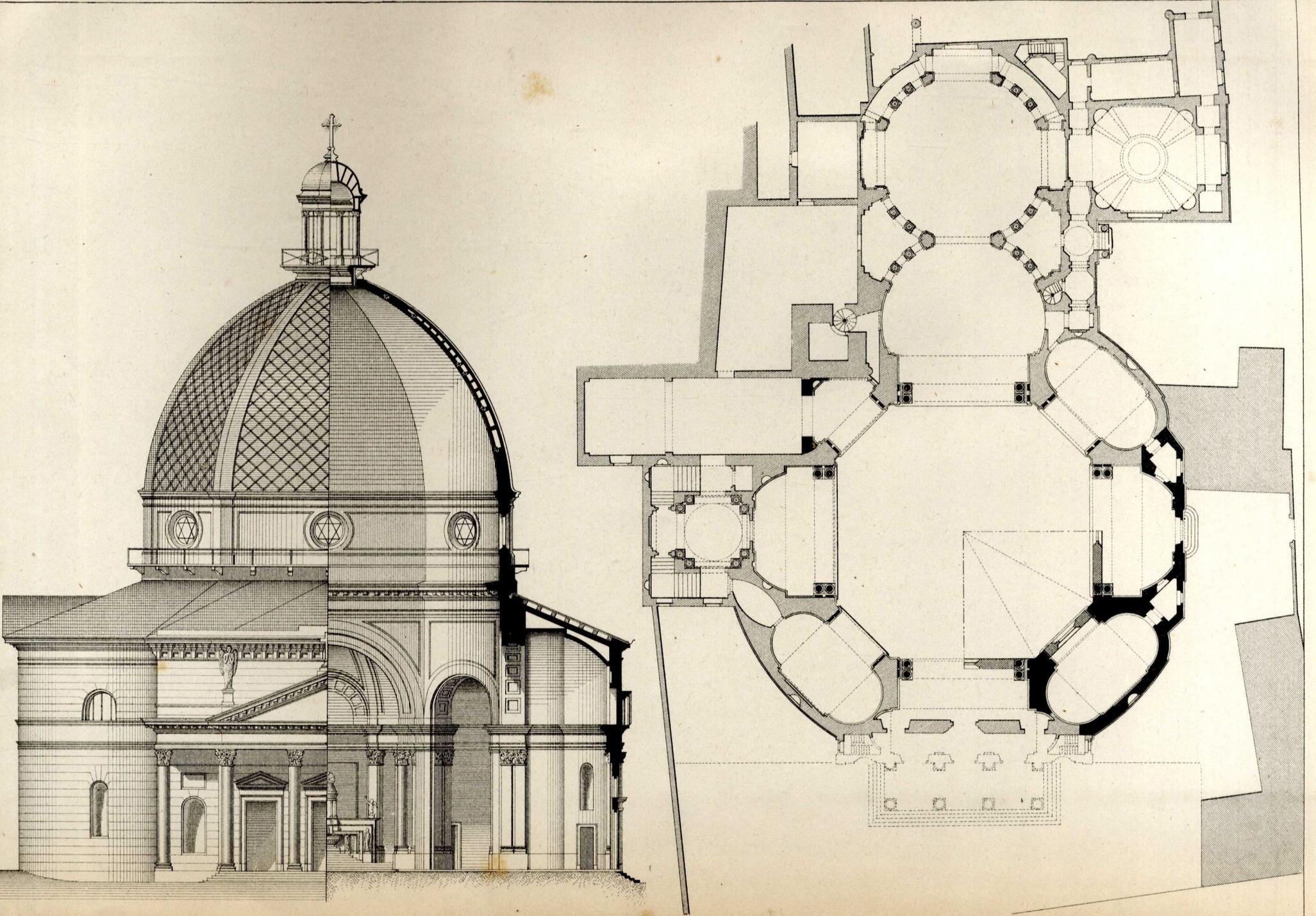
acque ordinarie

minime









LA NUOVA CUPOLA DELLA CHIESA PARROCCHIALE DI GATTINARA

Torino.. Tip e Lit. Camilla e Bertolero.

Costruita dal Prof. Arch. Giuseppe Locarni