

G 33

*All' illustr. Luigi Cavalli
Nizza Salvatore*

R. SCUOLA D'APPLICAZIONE PER GL'INGEGNERI IN TORINO

CANALE SUSSIDIARIO CAVOUR

PONTE DORONA

DISSERTAZIONE

PRESENTATA

ALLA COMMISSIONE ESAMINATRICE

DA

NIZZA SALVATORE

DA TORINO

PER OTTENERE IL DIPLOMA DI LAUREA

DI

ARCHITETTO CIVILE

—
1870
—

TORINO

TIPOGRAFIA E LITOGRAFIA FOA

PIAZZA VITTORIO EMANUELE, 1.

ANNO 1870

ROTE DORNA

DISSERTAZIONE

NINNA SALVATORE

ARCHITETTO CIVILE

1870

ROMA

PIRELLA GÖTTSCHE LOWE

ALLA VENERATA MEMORIA
DEI MIEI GENITORI
IMMATURAMENTE RAPITI
AL MIO AMORE
ALLA MIA RICONOSCENZA.

—

AI MIEI ZII
BELLOM E DONATO SEGRE
TESTIMONIANZA D'AFFETTO.

RELAZIONE

DELLA VISITA FATTA DAGLI ALLIEVI

DELLA

SCUOLA D'APPLICAZIONE PER GL'INGEGNERI

AL

CANALE SUSSIDIARIO CAVOUR

COME ESERCITAZIONE PRATICA DI COSTRUZIONI

SCUOLA D'APPLICAZIONE PER GL'INGEGNERI
DELLA FERROVIA ITALIANA
RELAZIONE
CON LA COMMISSIONE DI PONTONARI

Nel giugno dell'anno scorso gli allievi della Scuola d'Applicazione, sotto la direzione dell'egregio professore di costruzione cav. G. Curioni, si recarono a visitare il Canale, che allora si stava derivando dalla Dora Baltea a sussidiare il Canale Cavour, nelle magre del Po insufficiente ai bisogni dell'agricoltura.

Insieme ad alcuni miei compagni fui incaricato dal nostro professore di far una relazione sopra le opere visitate; a me toccò di descrivere il ponte Dorona che attraversa questo Canale sussidiario.

Nello stendere questi pochi cenni non posso a meno di esprimere una parola di ringraziamento all'egregio signor Ingegnere Benazzo, direttore dei lavori, il quale favorendoci i disegni delle opere ed i necessari schiarimenti, rese più agevole il nostro compito.

STATE SUBSIDARIO CAVOUR

101 giugno 1870 - aveva gli uffici della Banca di Napoli, sotto
la direzione dell'onorevole Cav. De Liguori, e nel
cui stabilimento si trovava il Banco di Napoli. Dal
1870 a 1875 il Banco di Napoli fu amministrato
dal Cav. De Liguori, e dal 1875 al 1880 dal
Cav. De Liguori e dal Cav. De Liguori.
Il Banco di Napoli fu istituito nel 1806 per
soddisfare le esigenze della Banca di Napoli.
Il Banco di Napoli fu istituito nel 1806 per
soddisfare le esigenze della Banca di Napoli.
Il Banco di Napoli fu istituito nel 1806 per
soddisfare le esigenze della Banca di Napoli.

CANALE SUSSIDIARIO CAVOUR

PONTE DORONA

SOMMARIO. — Descrizione del ponte. Considerazioni sul rigurgito che vi si produce — Verifica della stabilità del volto — Stabilità delle pile e delle spalle — Costo dell'opera.

I.

Il canale sussidiario Cavour è a metri 200,00 dall'edificio di presa traversato da un ponte che dà passo alla strada vicinale *Dorona*, e da un altro ponte alla progressiva 1,700^m,00 per la strada del *Ronco*. Questi due ponti essendo posti in condizioni identiche, hanno presso a poco identiche dimensioni; quindi quanto dirò per quello *Dorona* si potrà intendere anche detto per l'altro.

Collocato col suo asse rettilineo normale all'asse del canale, il ponte misura in lunghezza 42^m,24 ed in larghezza 4^m,00 oltre quella dei parapetti larghi 0^m,40. Esso è costruito in mattoni; consta di tre arcate uguali di 10^m,00 di corda e di 1^m,00 di saetta. I volti hanno la grossezza alla chiave di 0^m,52; il raggio dell'intrados è di 13^m,00; la superficie di estrados è parallela a quella di intrados; nella fronte però l'estrados non è più circolare, ma a gradinata. Sul volto è stesa la

cappa di calcestruzzo di 0^m,15 di altezza, e sopra, per l'altezza di 0^m,25, la sabbia ed il selciato. Le pile a parete verticale hanno la grossezza di 1^m,00; gli spalloni di 3^m,00 secondo l'asse del ponte. I rostri sono a superficie cilindrica circolare, superiormente terminati da un mezzo cono.

Gli spalloni sono rinforzati da speroni, i quali non sono rettilinei e normali alla corrente, come generalmente si usa, ma seguono l'andamento della quarta parte di una circonferenza di 1^m,80 di raggio, e tangente per una parte alla fronte del ponte, per l'altra al ciglio interno della sponda del canale. Con questa disposizione, utile pel modo di disporsi delle terre fra gli speroni, si è reso più comodo, di quel che sarebbe cogli speroni rettilinei, l'accesso al ponte ai veicoli che provengono dalle strade laterali del canale.

Essendosi a poca profondità dal fondo del canale trovato un terreno molto resistente, agevole fu l'opera delle fondazioni, le quali constano solamente di una paratia poco profonda, entro cui fu gettato del calcestruzzo per l'altezza di 0^m,80 (*).

A cagione della grossezza delle pile, e della verticalità delle pareti della spalla, in luogo della inclinazione a 45° dello scarpe del canale, ha luogo sotto il ponte, rispetto alla sezione normale del canale, un restringimento, il quale potrebbe recar danno al ponte o alle costruzioni adiacenti, o diminuire la portata del canale.

Verifichiamo l'entità di questo rigurgito. Può a tale scopo servire la formola di Colombani

$$x = 0,062 v^2 \left\{ \left[\frac{L x}{m l (x + x)} \right]^2 - 1 \right\} \quad (1)$$

dove L è la larghezza media del canale, a l'altezza d'acqua,

(*) Per gli altri piccoli dettagli di costruzione, veggasi l'annesso disegno.

v la velocità, l la larghezza della sezione ristretta, m un coefficiente vario da 0,90 a 0,95, x la sopraelevazione di pelo.

L'equazione (1) nel nostro caso si riduce a

$$(x + 0,082) (x + 1,80)^2 = 0,3736822$$

che risolta per tentativi col metodo di approssimazione di Newton dà la sopraelevazione di pelo espressa da

$$x = 0,03.$$

Nessun pericolo v'è dunque che l'acqua non possa liberamente passare sotto il ponte, o possa espandersi dalle sponde del canale che si elevano di 2^m,20 sul fondo.

Calcolando poi che cosa diventa la velocità dell'acqua che passa sotto il ponte, trovo che essa è di 1,274, per cui, essendo la velocità media di 1,15, l'incremento di velocità sarà solo di 0,124; incremento ben piccolo, per estendere sensibilmente l'azione degli scavi che l'acqua tende a produrre nel riprendere a valle del ponte la primitiva velocità.

Vediamo ora se il rigurgito possa cagionare una sensibile diminuzione nella portata del canale. Applico la formola di Guillhem

$$(y + ix)^3 = \frac{H^3}{H^3 + \frac{4}{9}(ix)^5} + (ix)^3$$

dove i è la pendenza del canale, H la sovravelevazione di pelo, x la distanza a cui corrisponde una sovravelevazione di pelo y . Ricavo da questa che alla distanza di 200^m,00 dal ponte, vale a dire alla chiavica, la sopraelevazione di pelo si riduce a 0,0001.

L'effetto del rigurgito non si fa dunque quasi più sentire alla chiavica, quindi non vi potrà essere per quello sensibile diminuzione di portata nel canale.

Saviamente pertanto l'autore del progetto credette non doversi preoccupare del restringimento di sezione prodotto al ponte, tanto più che ad evitarlo, coll'accrescere la lunghezza del ponte si sarebbe corso incontro a gravi inconvenienti. Difatti o aumentando la corda degli archi si sarebbe mantenuta la monta primitiva, e allora si sarebbe aggravata la condizione di stabilità del ponte; oppure aumentando la corda si sarebbe pur aumentata la monta, e si sarebbero così rese troppo ripide le rampe d'accesso, le quali hanno già la forte pendenza del 5 per 100.

D'altronde quand'anche una qualche diminuzione di portata si fosse verificata nel canale, essa sarebbe stata dalla sovrabbondanza delle acque estive della Dora agevolmente compensata.

II.

Premesse queste considerazioni generali sul ponte passiamo a verificarne la stabilità, ricercando prima la stabilità del volto, delle pile quindi, e delle spalle.

Il problema della stabilità delle volte, oggetto di tanti studi tra i costruttori, è lungi ancora dall'offrire al presente stato della scienza una risoluzione rigorosa e certa, fondandosi pressochè tutti coloro che la tentarono sopra ipotesi, chi cui la scienza non giunse ancora a dimostrare la certezza.

Applicheremo nel nostro caso un metodo che il nostro professore cav. Curioni ci espose nelle sue lezioni di costruzioni.

Stabilita la forma, la corda e la monta degli archi di un ponte, il costruttore deve anzitutto determinare qual è lo spessore dal volto alla chiave, poichè con esso si può trovare la spinta in grandezza e direzione, e quindi la resistenza che devono opporre le pile e le spalle.

Invece di cercare questo spessore alla chiave con formole empiriche le quali, non tenendo conto della resistenza dei materiali nè del sovracarico, conducono a risultati in generale incerti, noi cercheremo di esprimerlo in funzione del raggio di curvatura del sovracarico e della resistenza della muratura impiegata.

Si consideri (*fig. 1^a*) una volta a botte di intrados II' e di estrados EE' . Sulla verticale passante pel vertice porto la distanza DB uguale all'altezza del suolo stradale sul volto, più l'altezza di uno strato murale fittizio che produrrebbe sulla strada lo stesso effetto del carico accidentale.

Sia KK' la linea limite superiore del sovracarico. Indico con a l'altezza DB ; con r_0 il raggio di curvatura dell'intrados nel punto A , con l la lunghezza AI , con z_0 lo spessore alla chiave, con π il peso di un metro cubo di muratura. Segno la linea di giunto EI infinitamente vicina ad AB e la verticale EK . Se avviene rottura, l'esperienza dimostra che avviene secondo KEI . Pel punto G di mezzo di AB e con centro O descrivo l'archetto LG , il quale, perchè piccolissimo, si può ritenere concentrico all'intrados ed all'estrados. Si può quindi anche supporre che il peso, che gravita sulla parte $AIEB$ di volto, sia uniformemente distribuito e normalmente sull'arco GL .

Dicendo N la forza normale riferita all'unità di lunghezza dell'arco;

Q la reazione diretta tangenzialmente alla GL in G ;

R il raggio di curvatura per quel tratto, sarà:

$$Q = NR. \quad (\alpha)$$

Abbiamo poi

$$BE = l \frac{r_0 + z_0}{r_0}$$

$$GL = l \left(1 + \frac{z_0}{2r_0} \right)$$

$$\text{Sup. } ABEI = l \left(1 + \frac{z_0}{2r_0} \right) z_0$$

$$\text{Sup. } DBEK = l \frac{r_0 + z_0}{r_0} a = al \left(1 + \frac{z_0}{r_0} \right).$$

Il peso di $KDIA$, considerando una lunghezza di solido eguale ad 1, sarà

$$\pi l \left\{ \frac{1}{2} \frac{z_0^2}{r_0} + z_0 \left(1 + \frac{a}{r_0} \right) + a \right\}$$

e riferita questa forza, diretta normalmente a GL , all'unità di lunghezza dell'arco, abbiamo

$$N = \pi \frac{\frac{1}{2} \frac{z_0^2}{r_0} + z_0 \left(1 + \frac{a}{r_0} \right) + a}{1 + \frac{1}{2} \frac{z_0}{r_0}}$$

$$R = r_0 + \frac{1}{2} z_0 = r_0 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{z_0}{r_0} \right).$$

Sostituendo questi valori di N ed R in (α) , ho

$$Q = \pi \left\{ \frac{1}{2} z_0^2 + (a + r_0) z_0 + ar_0 \right\}$$

che esprime la spinta orizzontale.

Ora per la stabilità è necessario avere

$$n'' R'' z_0 = Q$$

essendo n'' un coefficiente di stabilità, R'' il coefficiente di rottura per compressione. Sarà dunque z_0 data dall'equazione

$$n'' R'' z_0 = \pi \left\{ \frac{1}{2} z_0^2 + (a + r_0) z_0 + ar_0 \right\} \quad (1)$$

che risolta ci dà

$$z_0 = \frac{n'' R''}{\pi} - (a + r_0) + \sqrt{\left\{ \frac{n'' R''}{\pi} - (a + r_0) \right\}^2 - 2ar_0} \quad (2).$$

Avuto così lo spessore alla chiave sarà necessario determinare lo spessore agli altri giunti del volto, per poter così segnare la curva d'estrados. Per un punto C della curva d'intrados (*fig. 2*) immagino condotto un piano verticale CY . Questo deve tagliare la muratura del volto almeno per una altezza uguale ad AB , per poter resistere alla spinta orizzontale Q . Quindi se su CY prendo $CD = AB$, e da D conduco una orizzontale sino all'incontro del raggio che passa per C , il punto E d'incontro sarà un punto della curva d'intrados. Analiticamente lo spessore z in un giunto qualunque sarà evidentemente espresso da

$$z = \frac{z_0}{\cos \varphi} \quad (3)$$

essendo z_0 la grossezza alla chiave, e φ l'angolo che z fa con z_0 .

Calcoliamo colle formole ora ottenute le dimensioni che dovrebbe avere il volto del ponte Dorona. — Si ha in questo $r_0 = 13^m,00$. Il sovracarico, trattandosi di strade ordinarie, lo assumo di 800 kg per metro quadrato, ed essendo il peso del metro cubo di muratura $\pi = 2000$ avrò l'altezza dovuta al sovracarico di $0^m,40$. Il carico, composto della cappa e del selciato, è alto $0^m,40$, perciò sarà nel nostro caso $a = 0,80$. Assumo $R'' = 1200000$ per metro quadrato, $n'' = \frac{1}{15}$. Avrò dalla (2)

$$z_0 = 0,40$$

e colla (3) calcolando lo spessore all'imposta, questo sarebbe espresso da $z = 0,433$.

Nel ponte Dorona si è presa invece per grossezza alla chiave $0^m,52$, ed essendo il volto a monta depressa si prese tale spessore uniforme per tutto il volto, come generalmente si suol fare in tale circostanza.

Sostituendo pertanto questo valore $z_0 = 0,52$ nella espressione (1), ricavo per coefficiente di stabilità alla chiave

$$n'' = \frac{1}{18}.$$

Determinata nel modo sovraccennato la curva d'estrados, ad essere certi di avere un volto stabile conviene verificare, se la pressione, che ha luogo sugli spigoli maggiormente premuti, non oltrepassa i limiti della stabilità.

Considero un giunto AC (fig. 3) che faccia colla verticale un angolo φ . Sia O il centro di gravità del masso $ABEFC$ di peso P . Questa forza verticale P applicata in O , e la spinta orizzontale Q , che si suppone applicata nel mezzo di BD in G , danno luogo ad una risultante che preme sullo spigolo AC .

Trasportando il punto d'applicazione di P in I , dove l'orizzontale Q incontra la verticale passante per O , quella risultante sarà rappresentata in figura da R , ed M sarà il suo punto di applicazione su AC . Scomponendo R in due, una parallela, l'altra normale ad AC si ha la pressione supportata dal giunto, e si può verificare se vi è stabilità.

Cerchiamo l'espressione analitica di R . Dico

θ l'angolo RIQ

p il braccio IG del peso P

r il raggio $O'B$

y l'incognita AM .

Si ha:

$$R = \sqrt{P^2 + Q^2}$$

$$\text{tang } \theta = \frac{P}{Q}.$$

Ora se prolungo RI sino in H , dal triangolo GIH si ha:

$$HG = p \text{ tang } \theta$$

quindi

$$HO' = p \operatorname{tang} \theta + \frac{1}{2} z_0 + r_0$$

e dal triangolo $MO'H$ si ha

$$MO' = HO' \frac{\cos \theta}{\cos (\varphi - \theta)}$$

quindi

$$y = \left(p \operatorname{tang} \theta + \frac{1}{2} z_0 + r_0 \right) \frac{\cos \theta}{\cos (\varphi - \theta)} - r_0.$$

La componente della R normale al giunto è

$$T = R \cos (\theta - \varphi).$$

Ora ammettendo che, se il punto M è più vicino ad A , la variazione delle pressioni su rette parallele allo spigolo in A sia proporzionale alle distanze di queste rette da A , le pressioni K e K' massima in A e minima in C si possono esprimere con

$$K = 2 \left(2 - 3 \frac{y}{z} \right) \frac{T}{z} \qquad K'' = 2 \left(-1 + 3 \frac{y}{z} \right) \frac{T}{z}$$

se si ha $y > \frac{1}{3} z$, con

$$K = \frac{2}{3} \frac{T}{y} \qquad K'' = 0$$

se $y < \frac{1}{3} z$.

Per verificare la stabilità del volto secondo il metodo ora esposto, cercai l'angolo che il giunto d'imposta fa colla verticale passante pel vertice dell'asse, e lo trovai di $22^{\circ}.37'.10''$. Ho diviso questo angolo in 5 parti, e cercai per ciascuno dei giunti che vi corrispondono i valori necessari alla verifica della stabilità, e li registrai nell'annessa tabella:

TAVOLA delle dimensioni, delle pressioni e dei coefficienti di stabilità di alcuni giunti di un arco.

<i>Giunto</i>	<i>P</i>	<i>Q</i>	<i>R</i>	<i>tang θ</i>	<i>θ</i>	<i>φ</i>	<i>θ - φ</i>	<i>p</i>	<i>y</i>	<i>T</i>	<i>z</i>	<i>K'</i>	<i>n''</i>
1	1,55	17,71	17,78	0,087	5°.0'.10"	5°	0°.0'.10"	0,5785	0,26	17,78	0,52	34,21	$\frac{1}{17}$
2	3,24	17,71	18,00	0,183	10°.22'	10°	0°.22'	1,2037	0,26	18,00	0,52	34,62	$\frac{1}{17}$
3	5,14	17,71	18,44	0,290	16°.11'	15°	1°.11'	1,8151	0,24	18,43	0,52	42,45	$\frac{1}{14}$
4	7,37	17,71	19,18	0,416	22°.36'	20°	2°.36'	2,4640	0,20	19,16	0,52	62,39	$\frac{1}{10}$
5	7,90	17,71	19,40	0,574	24°.2'.30"	22°.37'.10"	1°.25'.20"	2,9362	0,16	19,39	0,52	80,73	$\frac{1}{8}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)

In questa, dai valori di y registrati alla colonna (10) si vede, come i punti di intersezione delle diverse risultanti delle pressioni coi giunti rispettivi sieno tutte entro questi compresi, anzi stieno fra i $\frac{1}{3}$ e $\frac{2}{3}$ dei giunti stessi, ad eccezione del giunto d'imposta che se ne scosta pochissimo.

Dalla colonna (14) poi, ove gli n'' sono calcolati colla formola

$$n'' = \frac{K\pi}{R''} = \frac{K \times 2000}{1200000}$$

risulta che la maggiore stabilità si verifica agli spigoli verso la chiave. Però i valori un po' grandi di n trovati per i giunti verso l'imposta sono ancora convenienti quando si consideri, che non per gli interi giunti si verificano, ma solo per uno dei loro spigoli.

III.

Le pile debbono sopportare il peso compreso fra due piani verticali che passano per la metà di due volti adiacenti. Le spinte orizzontali prodotte si elidono mutuamente, quindi basta calcolarle considerando solo la resistenza alla compressione.

Le pile così calcolate diconsi pile *magre*, le quali presentano l'inconveniente, che se una di esse venisse a crollare, trarrebbe seco la rovina dell'intero ponte; di più richiegono che contemporaneamente vengano collocate le armature di tutte quante le arcate.

D'altra parte tale sistema arreca grandissimo risparmio di muratura, rende più svelte ed eleganti le forme del ponte, ed arreca un ingombro d'assai minore nel corso d'acqua. È quindi generalmente adottato nella pratica, ed era nel nostro caso indispensabile, per la assoluta necessità, di non restringere troppo la sezione del canale.

La grossezza della pila sarà pertanto espressa da

$$x = \frac{P}{n'' R''}$$

dove P è il peso unitario che gravita sulla pila.

Nel nostro caso la pila avendo la grossezza di 1^m,00 ed il peso P ad essa sovraincombente essendo di 34560 chilogrammi, assumendo $R'' = 800000$, hassi per coefficiente di stabilità

$$n'' = \frac{1}{23}$$

Le spalle debbono sopportare il peso di una mezza arcata e la sua spinta orizzontale. In esse verrà quindi cementata la resistenza alla compressione, allo scorrimento ed al rovesciamento.

Per determinare la grossezza della spalla, si stabiliscono le equazioni di stabilità per rispetto alle tre resistenze, si ricava da esse lo spessore da assegnarsi per ciascun caso separatamente, e si ritiene di questi tre valori il maggiore.

Si può tralasciare il calcolo rispetto alla compressione, perchè le spalle sopportando un peso minore di quello che gravita sulle pile, la grossezza che si ricaverebbe per la spalla sarebbe certo minore di quella ottenuta per le pile.

La resistenza allo scorrimento è provocata alla linea di imposta dalla risultante di tutte le componenti orizzontali delle forze che agiscono sulla spalla stessa. Ad essa si oppone la forza d'attrito prodotta dal peso che gravita sulla sezione d'imposta. Avremo dunque per condizione di stabilità

$$Q = n'' f(P + S)$$

essendo Q la spinta orizzontale, P il peso di una mezza arcata col sovracarico, S il peso della parte di spalla che è sopra l'imposta, pure col sovracarico.

La spalla, nel nostro caso, si compone di una massa prismatica e di due speroni, con andamento curvilineo, ad essa uniti. Cosicchè la sezione della spalla presenta una figura mistilinea composta di una parte rettangolare, la cui area è di $17^m,40$, e delle sezioni dei due speroni, di area complessiva di $10^m,44$. Ossia la sezione della spalla avrebbe un'area di $27^m,84$, la quale divisa per la larghezza di $4^m,80$ della volta ci dà una grossezza di $5^m,80$, che si può ritenere nel calcolo come la effettiva grossezza della spalla.

Su tale grossezza applicando l'equazione di stabilità e ritenendo f coefficiente d'attrito fra murature eguale ad 1, avrò per coefficiente di stabilità

$$n^{IV} = 0,84.$$

Verifichiamo finalmente la resistenza al rovesciamento che la spinta orizzontale tende a produrre attorno allo spigolo esterno della sezione di base.

Per l'equilibrio dovendo il momento rovesciante essere uguale al momento resistente, avrò per condizione di stabilità l'equazione

$$Qq = n^{IV}(Pp + P'p') \quad (1)$$

dove Q è la spinta orizzontale, q il suo braccio rispetto alla sezione di base.

P il peso di mezza arcata, P' il peso della spalla col sovracarico.

p e p' i rispettivi loro bracci rispetto allo spigolo esterno della sezione di base.

Nel ponte Dorona la grossezza delle spalle sull'asse della strada è solo di $3^m,00$. Applicando la formola (1) alla sola parte rettangolare della grossezza di $3^m,00$ si trova un valore di n^V maggiore di 1, quindi questa sola parte non sarebbe sufficiente per resistere alla spinta orizzontale Q .

Ma gli speroni aumentano realmente la grossezza delle spalle portandola sino a 6^m,00. Quindi se applichiamo le equazioni (1) alle spalle supposte di sezione rettangolare equivalente alla sezione sopra considerata per lo scorrimento, vale a dire di 27^m,84, siamo certi di far cosa favorevole alla stabilità; tanto più che non tenemmo conto della spinta del terrapieno, che potentemente contribuisce ad impedire il rovesciamento delle spalle.

Applicando pertanto l'equazione di stabilità in questa circostanza troviamo

$$n^v = 0,51$$

I coefficienti n^{iv} ed n^v nella pratica si assumono da $\frac{4}{5}$ a $\frac{2}{5}$.

Poco da questi scostandosi i valori trovati nei calcoli eseguiti, noi possiamo conchiuderne, che le spalle si trovano, al pari che le pile ed il volto, in buone condizioni di stabilità.

IV.

Terminerò questi pochi cenni dando un prospetto dei quantitativi e degli importi dei materiali impiegati nel ponte Dorona e nel ponte Ronco (*).

PONTE DORONA.

	Quantità	Importo
Scavi per fondazione	mc. 898 00	898 00
Assiti di pioppo	mq. 77 00	231 00
Muratura di calcestruzzo	mc. 63 00	882 00
Id. di mattoni scelti	» 305 00	8,540 00
Id. di ciottoli spaccati	» 105 00	1,680 00
Cappa di calcestruzzo	» 14 00	280 00
Tubi in ghisa	kg. 80 00	40 00
Selciato comune	mq. 202 00	202 00
Paracarri	mc. 0 70	77 00
Totale importo	L.	12,836 00

(*) Vedi BENAZZO, *Canale Sussidiario Cavour*.

PONTE RONCO.

	Quantità	Importo
Scavi di fondazione	mc. 1022 00	1,022 00
Pali rovere	" 0 96	96 00
Legname pioppo	" 0 20	13 20
Assiti di pioppo	mq. 163 00	499 00
Chiodatura	kg. 4 00	4 00
Muratura di calcestruzzo	mc. 140 00	1,960 00
Id. di mattoni scelti	" 393 00	9,324 00
Id. di ciottoli spaccati	" 83 00	1,328 00
Cappa di calcestruzzo	" 8 00	160 00
Tubi in ghisa	kg. 80 00	40 00
Selciato comune	mq. 202 00	202 00
Paracarri	mc. 0 70	77 00
Totale importo . . . L.		14,725 20

Nizza Salvatore.

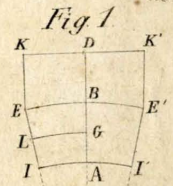
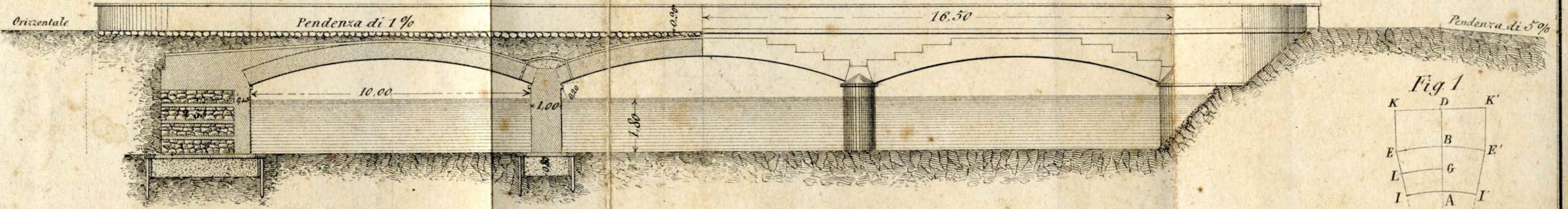
CANALE SUSSIDIARIO CAVOUR

PONTE DORONA

Scala di 1:200

Sezione longitudinale

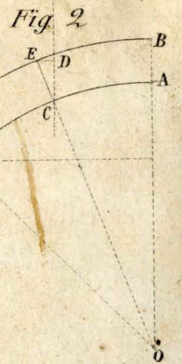
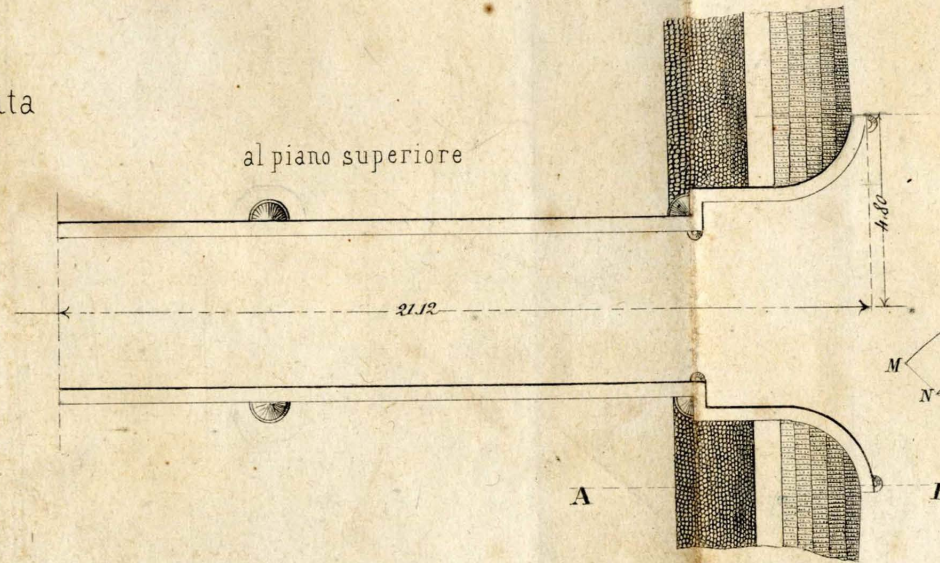
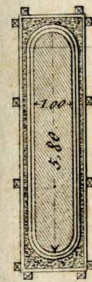
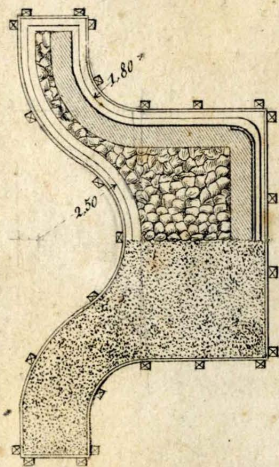
Prospetto



Pianta

al piano di fondazione

al piano superiore



Sezione AB

Sezione trasversale

Pendenza 5%

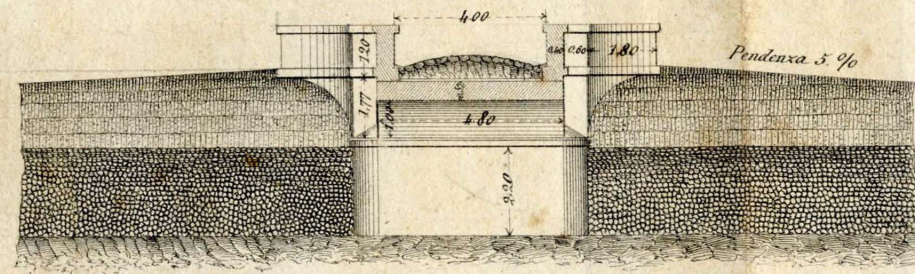
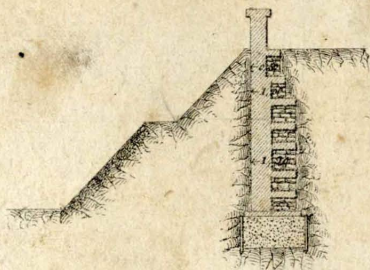


Fig 3

