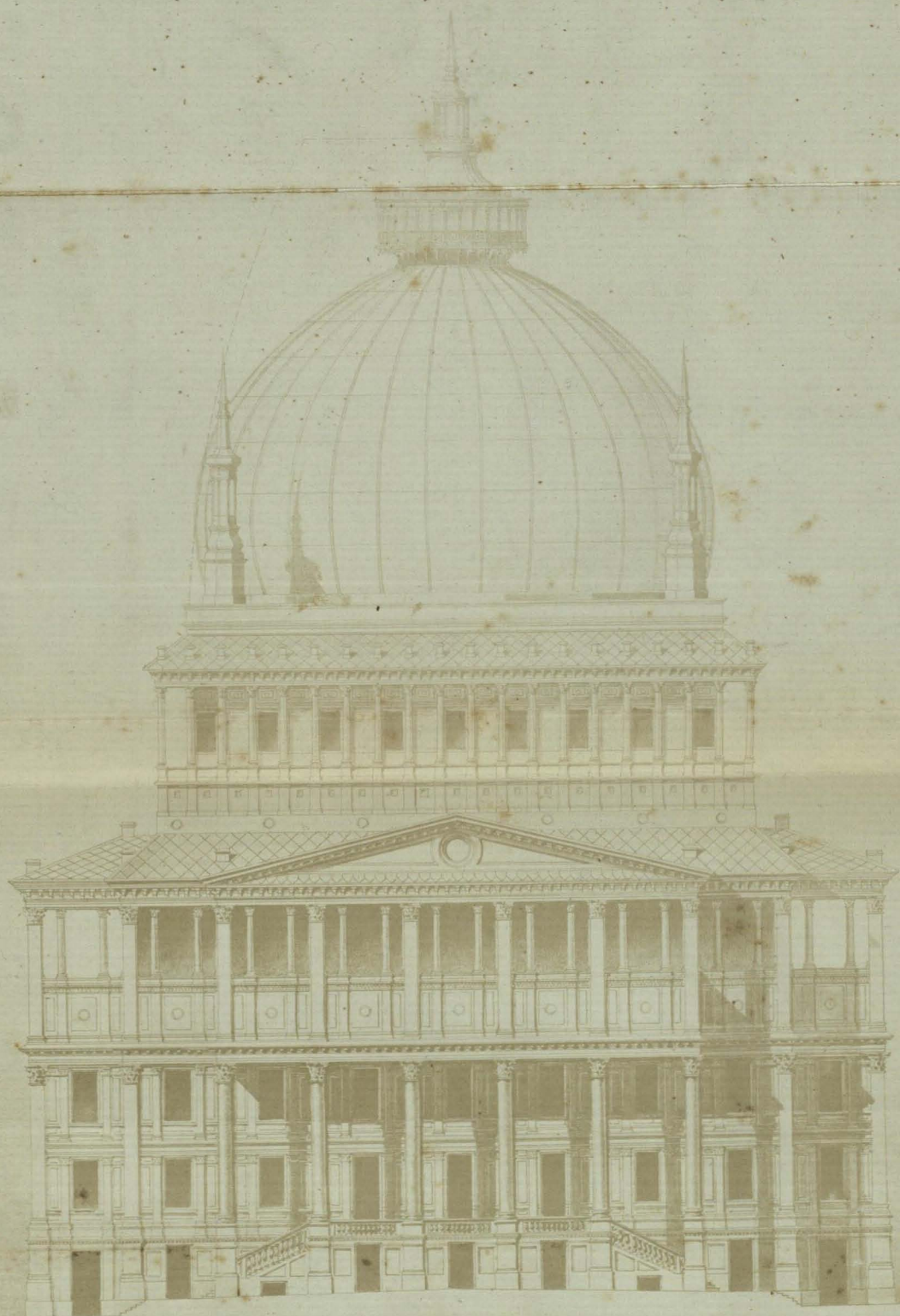




NUOVO
TEMPIO ISRAELITICO

in

TORINO



TORINO

Tipografia C. Favale e Compagnia

1874.

CONSIGLIO D'AMMINISTRAZIONE

DELL'UNIVERSITÀ ISRAELITICA

di Torino

MANIFESTO

La questione del nuovo Tempio in costruzione affatica da molti anni l'Amministrazione dell'Università Israelitica, e la mette in una posizione difficilissima: essa ha veduto dal professore Antonelli, architetto di gran talento, ma di ardimento soverchio, cangiato il disegno primitivo del Tempio medesimo, condotta molto innanzi una mole immensa, che sorpassa di gran lunga nelle dimensioni, nella forma e nella spesa il preventivo che egli stesso aveva formato, non meno che gl'intendimenti ed

i mezzi dell'Università, e mentre molti eccitamenti e molte considerazioni l'avrebbero spinta a dare compimento al monumentale edificio, vi si trovò però impedita principalmente dal difetto dei mezzi adeguati a tant'uopo, poichè occorrerebbero ancora non meno di Lire 500,000, dopo il dispendio di circa 650,000, e dai dubbi che i periti nell'arte sollevarono intorno alla solidità della costruzione.

Il Consiglio d'Amministrazione non pretermise tentativo che valesse a sciogliere l'ardua questione.

Fin dall'anno 1869 si rivolse al Consiglio Comunale chiedendo che il medesimo volesse, anche nel pubblico interesse, far luogo ad un giudizio tecnico sulla solidità della costruzione e ad un sindacato sui calcoli della spesa ancora occorrente, colla fiducia che avesse pur decretato un proporzionato concorso nella spesa medesima; ed avendo il Consiglio deliberato nella sua tornata del 4 febbraio 1870 che si nominasse intanto una Commissione che riferisse intorno al primo dei detti punti, la Commissione stessa, indi effettivamente nominata nelle persone degli illustri professori Bucchia e Curioni e del chiaro cav. Callerio ingegnere capo della Provincia, espresse avviso in massima favorevole, fatte però alcune riserve per esperimenti sulla validità dei materiali adoperati, e mediante

alcune altre condizioni, come in quella accurata Relazione si legge.

Il Consiglio di Amministrazione però trovandosi pur sempre alle prese coll'impossibilità di sostenere la spesa gravissima necessaria al compimento dell'opera, e preoccupato altresì dei dubbi che taluno faceva presentire sull'utilità pratica di compiere la colossale mole, sia per la difficoltà del riscaldamento quanto per quelle dell'audizione, fece studiare il partito di abbassare la mole stessa, anche per conciliare lo scopo di una meno incomportabile spesa, col desiderio, da molti contribuenti espresso, di ritornare, per quanto possibile, ai più modesti intendimenti che avevano presieduto al primo concetto dell'edificio; e si ebbero progetti di due distinti architetti di Torino, secondo i quali, mentre l'edificio avrebbe dovuto perdere il suo carattere monumentale, richiedevansi pel suo compimento altre L. 337,736,54. (*Calcolo della spesa 16 agosto 1871 e supplemento 1872 del signor Ingegnere Antonio Debernardi. Vedi pag. 11*).

Un'Assemblea generale dei contribuenti, convocata e consultata all'uopo dal Consiglio d'Amministrazione, si manifestò favorevole in massima agli ora accennati progetti; ma l'avviso di persone competenti ed anche l'opinione pubblica generale dei Torinesi essendovisi invece manifestata in varie guise contraria, il Consiglio credè suo dovere di sospen-

dere ogni definitiva deliberazione e di circondarsi di maggiori lumi.

Si rivolse allora alla Società degli ingegneri e degl'industriali di questa città, la quale contiene nel suo seno quanto vi ha di più distinto nella scienza e nella pratica dell'architettura, e la Società medesima, mentre sulla solidità dell'edifizio si accostò all'avviso della Commissione Municipale, manifestò poi l'opinione che ad ogni altro nuovo progetto di modificazione dovesse preferirsi il compimento dell'edifizio secondo il disegno dell'Antonelli, e fece officiosamente sapere che la spesa occorrente poteva salire ancora a non meno di lire cinquecentomila. Questa risposta però, contenuta in breve lettera, non era corredata da altre spiegazioni.

Si era giunti intanto ai primi del 1873, e nel febbraio di quell'anno il Consiglio di Amministrazione si rivolse di bel nuovo al Consiglio Comunale, domandando il suo concorso al compimento dell'opera monumentale, a cui assolutamente non bastavano le forze dell'Università Israelitica, già stanca per le immense spese all'uopo sopportate, all'infuori di un'annua imposta pel culto ed istruzione religiosa di circa L. 60,000, ed indipendentemente dalle varie opere di beneficenza che sono a carico della Università stessa.

La Giunta Municipale credette opportuno, pri-

ma di portare al Consiglio Comunale alcuna sua proposta, di incaricare cinque fra i più valenti architetti di questa città — cioè i signori ingegneri Panizza, Peyron, Mazzucchetti, Rezzonico e Spurgazzi — di esporre il loro parere sull'edifizio; ma l'avviso loro non fu concorde. Nella elaborata Relazione del 20 giugno 1873 (*pag. 39*), i primi quattro espressero gravi dubbi intorno alla stabilità dell'edifizio, mentre invece il quinto perito si separò dai colleghi e manifestò la propria fiducia nell'edifizio stesso e nel suo compimento, secondo il disegno dell'Antonelli.

Questa divergenza di opinioni indusse la prefata Giunta Municipale a ricorrere ad altro giudizio, cioè a quello della Commissione d'ornato del Municipio, aggregando alla medesima i due distinti architetti milanesi signori cav. Tatti e Clericetti, e la Relazione che questi ultimi presentarono alla stessa Commissione d'ornato in data 23 dicembre 1873 (*pagina 57*), e che questa adottò in sua seduta del giorno medesimo, si discostò bensì nelle sue conclusioni dal parere della Commissione precedente sulla mancanza totale di solidità dell'edifizio per deficienza di resistenza alle pressioni verticali, ma concorse però con essa nel giudizio di insufficienza di stabilità della gran vòlta attuale: onde espresse l'avviso che alla stessa vòlta venisse sostituito un altro genere di copertura, che pur

conservando all'edifizio la sua indole monumentale, racchiudesse quei requisiti di stabilità che trovò mancare alla copertura presente.

Avuta comunicazione di questa deliberazione, il Consiglio di Amministrazione dell'Università Israelitica, il quale a fronte dei precedenti inutili conati non potè domandare al prof. Antonelli un progetto sulle basi tracciate dalla deliberazione medesima, si rivolse all'uopo ai sullodati architetti milanesi che ne avevano fatta la proposta, ed essi, secondando le sue istanze, vi dedicarono studii diligentissimi e presentarono colla elaborata loro Relazione 31 luglio corrente anno il suaccennato progetto (*pagina 73*), il quale, per raggiungere lo scopo della stabilità ed insieme quello della conservazione del carattere monumentale dell'edifizio, surrogherebbe, mediante parziale demolizione, altra vòlta all'attuale, e porterebbe il calcolo preventivo della spesa a L. 529,000.

Il Consiglio di Amministrazione ben sa che i contribuenti della Università Israelitica non possono far fronte a sì ingente spesa; ma poichè la quistione del Tempio in costruzione deve assolutamente essere risolta, poichè ormai pel suo carattere monumentale quest'edifizio, assai più che la sola Università Israelitica, deve interessare tutta la cittadinanza Torinese, poichè dopo le Relazioni succitate delli 20 giugno e 23 dicembre 1873 la

maggioranza del Consiglio stesso non crede, anche per ragioni di pubblica sicurezza, di poter assumere la responsabilità di insistere pel compimento dell'edifizio secondo il disegno del professore Antonelli, e poichè per conseguenza non sembra possibile risolvere la quistione altrimenti che, od adottando il progetto Tatti e Clericetti, ovvero abbandonando il proposito di portare il Tempio a compimento: il Consiglio di Amministrazione crede debito suo di dare pubblicità al Progetto medesimo, parimenti che alle suaccennate Relazioni, per propria giustificazione e per avere concorso di consigli e di mezzi alla soluzione della grave difficoltà.

Ed il Consiglio stesso che oramai persiste nel laborioso suo ufficio per la costante volontà dei suoi Elettori al solo scopo quasi di portare a compimento la colossale impresa, e non ritirarsi nei momenti delle difficoltà maggiori, porta ferma fiducia che, ove il nuovo Progetto incontri favore e gradimento presso la cittadinanza Torinese, vorranno dall'una parte i contribuenti Israeliti attingere dai sacrifici già fatti nuova lena per fare un ultimo sforzo per ornare la Città nostra di nuovo ed invidiabile monumento, e dall'altra sapranno i nostri concittadini appoggiare la Comunale Rappresentanza affinchè con efficace ed adeguato concorso assicuri il compimento e la conservazione

del monumento stesso, sul quale, la sicurezza pubblica, il decoro e la convenienza imperiosamente esigono, che venga pronunziato senza ulteriore ritardo l'ultimo e definitivo giudizio.

Torino, novembre 1874.

Pel Consiglio d'Amministrazione

Il Presidente

ALESSANDRO MALVANO.

INGEGNERE A. DEBERNARDI

CALCOLO DELLA SPESA

16 agosto 1871 e supplemento 1872.

CALCOLO DELLA SPESA

Per la demolizione della cupola del nuovo Tempio Israelitico dal primo cornicione di coronamento interno alla sua sommità; per la sostituzione alla cupola attuale di una copertura mista di ferro e legno: ed opere di finimento dell'interno dell'Oratorio e scale d'accesso.

	Quantità	Prezzo	Importo
ARTICOLO PRIMO.			
Demolizione della cupola attualmente esistente nel nuovo Tempio Israelitico, dal 1° cornicione di coronamento interno alla sua estremità superiore con cessione dei materiali all'impresa, a calcolo L.	—	—	1000 00
ARTICOLO SECONDO.			
<i>Costruzione d'un plafone centinato sopra l'Oratorio con armatura di ferro e legno.</i>			
1. Armatura in ferro a sostegno della copertura e del plafone centinato, fatto con una trave armata del peso di chilogrammi 25 per ogni metro lineare. Per metri lineari 385.04 Chilog.	9626 00	—	—
2. Tiranti in ferro per consolidare le varie parti della trave armata precedente. N. 8 di 6 m. lin. caduno del peso di chilog. 10 per ogni m. lin. Tot. chilog.	480 00	—	—
3. Tiranti per l'armatura del tetto del lanternino; 40 m. lin. di ferri a T del peso di chilog. 7 per m. lin. Chilog.	280 00	—	—
4. Centine in ferro a sostegno del plafone del lanternino; 16 m. lin. del peso di chilog. 5 per m. lin. Chilog.	80 00	—	—
5. Ferri d'angolo per collegamento delle travi armate di cui al N. 1 ed a sostegno del tavolato superiore formante la copertura esterna m. lin. 1800 del peso di chilog. 3.50 per m. lin. Chilog.	6300 00	—	—
Tot. chilog.	16766 00	0 65	10897 90
6. Ferro per cuoprighiunti, chiavarde, tiranti di sostegno del plafone interno Chilog.	838 30	1 00	838 30
7. Ferro fuso per sedili d'appoggio della trave in ferro armata sui pilastri in muratura N. 20, del peso di miriag. 6 caduno. Miriag.	120 00	4 00	480 00
<i>A riportarsi</i>	—	—	12216 20

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>	—	—	12216 20
8. Tavolato di larice rosso dello spessore di mill. 32 per la coperta esterna del tetto, fatto con assi, posto a contatto comprese le trafitte in ferro di ritegno coi tiranti in ferro ad angolo di cui al N. 5.			
M. q.	1387 00	4 60	6380 20
9. Copertura di lastre di zinco del N. 14, poste in opera, compresi i costoloni in legno.			
M. q.	1400 00	10 00	14000 00
10. Plafone centinato, compresa l'armatura in legno e ferro per sostegno delle stuioie, secondo le superficie curve e fascie indicate nel progetto.			
Superficie curva formante la parte inferiore del plafone; 4 parti di 182 m. q. caduna.	Tot. m. q.	728 00	—
Id. id della parte intermedia; 4 parti di 98 m. q. caduna.	Tot. m. q.	382 00	—
Id. id. del lanternino; 4 parti di 20 m. q. caduna.	Tot. m. q.	80 00	—
	Tot. m. q.	1190 00	6 00
NB. In queste superficie non sono dedotti i vani semicircolari esistenti al nascimento di questo plafone.			
11. Costoloni rampanti sotto questo plafone con basso fondo ornato ed in rilievo sulla superficie del plafone. N° 16, di m. lin. 7 caduno.	Tot. m. lin.	112 00	—
Altre 8 di m. 7 caduna.	»	56 00	—
	Tot. m. lin.	168 00	4 00
12. Muratura in mattoni per archi formanti il piede semicircolare delle lunette al nascimento del plafone di cui al N. 10.			
Sviluppo medio m. 7 × 0 ^m 65 × 0 ^m 40 N. 20.	Tot. m. c.	36 40	30 00
13. Muratura di mattoni per volte a botte dello spessore di 0 ^m 13, ivi.			
Sviluppo m. 8, largh. m. 1, N. 20.	Tot. m. q.	160 00	5 00
14. Id. per muricci di chiusura di 0 ^m 13, sotto le volte di cui al numero antecedente, compresa l'arricciatura 3 ^m 50 × 4 ^m 50, N. 20.	M. q.	315 00	4 00
15. Cornici e fascie per la trabeazione all'imposta della volta, dell'altezza di 30 a 40 cent.	M. lin.	288 00	2 00
16. Cornicione esterno di coronamento con modiglioni in cotto, gocciolatoio in lastra di Luserna, compresa la muratura di sostegno del pavimento dell'ambulacro già esistente fin sotto al tavolato del tetto.			
Muratura in mattoni; alt. 1 ^m 10, largh. 0 ^m 40, lung. 140 ^m 00.	M. c.	61 60	30 00
Civilizzazione, compresi i modiglioni in cotto.	M. lin.	144 00	24 00
<i>A riportarsi</i>	—	—	49440 40

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>	—	—	49440 40
17. Gronda di ferro zincato sopra detto cornicione. M. lin.	144 00	4 30	648 00
18. Botole per gli spiragli del tetto, fatte con lastroni dello spessore di mill. 5. N°	12 —	45 00	540 00
19. Tavolati di legno forte, investiti e piallati da una sola parte per il corridoio di servizio tra il plafone e la copertura esterna. Sviluppo m. 6, lung. m. 72, M. q.	432 00	4 00	1728 00
20. Chiassili in ferro per le finestre del lanternino. N°	12 —	16 00	192 00
21. Id. per le finestre ovali che danno nel suddetto corridoio 1 ^m ,50 × 1 ^m ,60, N. 12. M. q.	28 80	25 00	720 00
22. Chiassili in legno forte nelle finestre delle lunette semicirculari, compresa la coloritura e la posa in opera 1 ^m ,50 × 2 ^m , N. 20. M. q.	52 00	18 00	936 00
23. Parapetto in ferro sopra il cornicione superiore al nascimento della volta. Chilog.	750 00	0 65	487 50
24. Pavimento di quadrelli rustici nell'ambulacro sopra la volta del matroneo. M. q.	488 00	2 30	1030 40
25. Spianamento in calcinaccio delle volte che cuo- prono l'ambulacro suddetto. M. c.	57 60	4 00	230 40
26. Battuto di calce per isplanare le suddette volte. M. q.	384 00	0 60	214 40
27. Chiassili in ferro coi vetri, posti in opera per gli spiragli circolari sotto il cornicione esterno alla parte inferiore della copertura in zinco. N°	28 —	8 00	224 00
28. Somma valore per tinte, chiusure interne di legno dolce, piccoli pezzi di rinforzo, come puntelli, ti- ranti, mensole e simili, e per opere casuali.	—	—	3608 90
Tot. importo delle opere contenute nell'art. 2°. L.	—	—	60000 00
ARTICOLO TERZO.			
<i>Opere di finimento dell'interno dell'Oratorio e scale di accesso nella fronte Montebello.</i>			
1. Chiusura di finestre nell'ambulacro o nave sotto il matroneo di 0 ^m ,13 3 ^m × 1 ^m ,50 × 0 ^m ,13, N. 9. M. c.	5 27	—	—
2. Muratura in mattoni per pilastri a sostegno delle radici dell'impalcatura del matroneo. M. c.	22 83	—	—
3. Muricci di mattonetti sopra il 1° lastrone del pia- nerottolo della scala, angolo Ferrari e Montebello di 0 ^m ,10 4 ^m ,40 × 2 ^m ,20 × 0,10. M. c.	0 97	—	—
4. Volte formanti ripiano di 0,13 11 ^m ,00 × 4 ^m × 0 ^m ,13. M. c.	5 72	—	—
5. Chiusura di varie aperture lasciate in costruzione nelle pareti di detta scala 1 ^m ,20 × 2 ^m ,40 × 0 ^m ,25. N. 4. M. c.	2 88	—	—
<i>A riportarsi</i>	37 67	—	—

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>	37 67	—	—
6. Tramezzi di 0,13 per chiusura degli sbocchi delle scale (private) nel matroneo. 3 ^m × 1 ^m ,80 × 0 ^m ,13. N. 2. M. c.	1 40	—	—
Tot. m. c.	39 07	24 00	937 68
7. Decorazione in granito delle porte d'ingresso al vestibolo dell'Oratorio; Pilastri di mezzo con alette 0 ^m ,60 × 0 ^m ,35 × 3 ^m ,95. N. 2. M. c.	1 66	—	—
Mezzi pilastri applicati al muro 0 ^m ,30 × 0 ^m ,35 × 3 ^m ,95. N. 4. M. c.	1 66	—	—
Architrave con mezze-lune fin sotto alla volta del matroneo 0 ^m ,30 × 0 ^m ,80 × 4 ^m ,50. N. 2. M. c.	2 16	—	—
Modiglioni sotto i ripiani maggiori delle scale nella fronte Montebello 1 ^m ,80 × 0 ^m ,70 × 0 ^m ,40. N. 2. M. c.	1 00	—	—
Sotto-modiglioni ivi 0 ^m ,50 × 0 ^m ,25 × 0 ^m ,35. N. 2. M. c.	0 09	—	—
8. Para-fianco in granito nel ramo di discesa della scala nel cortile a mezzodì 1 ^m ,70 × 0 ^m ,25 × 1 ^m ,00. M. c.	0 43	—	—
9. Soglia o banchettone al principio della scala esterna nell'angolo Salino 0 ^m ,75 × 2 ^m ,58 × 0 ^m ,12. M. c.	0 23	—	—
10. Soglia delle porte d'ingresso nella fronte Montebello 1 ^m ,30 × 0 ^m ,20 × 0 ^m ,12. N. 2. M. c.	0 06	—	—
Tot. opere in granito m. c.	7 29	220 00	1603 80
11. Capitelli intagliati di granito per le faccie interne ed esterne dei 2 pilastri e corrispondenti quarti applicati ai muri nelle porte d'ingresso al piano dell'Oratorio. A calcolo	—	—	1000 00
12. Mano d'opera per decorazioni nelle mezze-lune sopra gli architravi ivi. Faccie N. 4. N°	4 —	50 00	200 00
13. Id. id. per intagli, per modiglioni. Faccie N. 2. N°	2 —	30 00	60 00
14. Bacinì per le latrine al piano del matroneo in pietra lamellare 3 ^m ,10 × 1 ^m ,00 × 0 ^m ,12. N° 2. M. c.	0 74	—	—
15. Lastre di divisione e rivestimenti 6 ^m ,00 × 2 ^m ,00 × 0 ^m ,04. N. 2. M. c.	0 96	—	—
16. Scalini dal piano della camera di soccorso delle donne al piano dell'impalcatura della galleria 0 ^m ,38 × 1 ^m ,65 × 0 ^m ,08. N. 6. M. c.	0 30	—	—
17. Scalini del ramo che dal ripiano del matroneo mette all'impalcatura della stessa 1 ^m ,20 × 0 ^m ,38 × 0 ^m ,08. N. 8. M. c.	0 29	—	—
18. Lastre sopra le latrine al piano della galleria 5 ^m ,14 × 1 ^m ,40 × 0 ^m ,8. N. 2. M. c.	1 16	—	—
<i>A riportarsi</i>	3 45	—	3801 48

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>	3 45	—	3801 48
19. Davanzali nel matroneo fra le colonne. N. 38. M. c.	0 91	—	—
20. Id. id. fra le colonne e le lezene. N. 76. M. c.	0 68	—	—
21. Id. id. al piano del Tempio. N. 29. M. c.	0 96	—	—
Tot. opere in pietra lamellare. M. c.	6 00	140 00	840 00
22. Davanzali in marmo al piano del Tempio. N°	11 —	12 00	132 00
23. Copertura di lastre di pietra della cornice del 1° ordine di pilastri.			
Perimetro m. 189,16, larg. falde m. 1,20. M. q.	226 99	12 00	2523 88
24. Copertura di lastre come sopra per la cornice del pronao nel frontone 24m,00 × 1m,00. M. q.	24 00	—	—
25. Copertura id. id. della cornice del 1° ordine minore 4m,60 × 0m,48. N. 32. M. q.	70 72	—	—
Tot. m. q.	94 72	8 00	737 76
26. Pavimento di lastre di Luserna nel pianerottolo d'accesso all'edificio dalla fronte Montebello 3m,90 × 4m. M. q.	15 60	—	—
27. Id. id. ivi 3m,20 × 4m. M. q.	12 80	—	—
28. Vestibolo della scala all'angolo Montebello e Ferrari. 3m,20 × 5m,10. M. q.	16 32	—	—
29. Compimento del pianerottolo nella scala angolo Montebello e Ferrari 3m,80 × 4m,20. M. q.	14 52	—	—
	59 24	7 00	414 68
30. Pavimento alla veneziana nelle due camere di soccorso contigue al matroneo 4m,76 × 4m,76. N. 2. M. q.	45 32	—	—
31. Id. nell'Oratorio 32m,00 × 32m,00 M. q.	1184 00	—	—
Somma delle due aree m. q.	1229 32	—	—
Deduzione dell'area occupata dalle colonne e muri della scala. M. q.	20 00	—	—
Restano m. q.	1209 32	—	—
32. Pavimento alla veneziana nel vestibolo dell'Oratorio 20m,60 × 4m,40 M. q.	90 64	—	—
33. Id. negli accessori dell'Oratorio 4m,76 × 4m,16. N. 2. M. q.	45 32	—	—
34. Id. nel pronao 15m,20 × 3m,10. M. q.	47 12	—	—
Tot. pavimento alla veneziana m. q.	1392 40	6 00	8334 40
35. Tubi di pietra per gli alberi dei cessi. M. lin.	40 00	—	—
36. Aumento per le braghe. M. lin.	16 00	—	—
	56 00	14 00	784 00
<i>A riportarsi</i>	—	—	17608 20

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>			
37. Tubi in terra cotta a compimento degli alberi sino al sottotetto. M. lin.	24 00	—	17608 20
38. Aumento per braghe e diramazioni. M. lin.	6 00	—	—
Tot. m. lin.	30 00	4 00	120 00
39. Canali raccoglitori delle acque del tetto e dei lavandini nella nave perimetrale del sotterraneo. Sviluppo della sezione m. 1,50. Sviluppo lung. m. 32,40. N. 4. M. lin.	129 60	3 50	453 60
40. Soffitto con assette e stuoie sotto il tetto del frontone 14 ^m ,00 × 5 ^m ,20. M. q.	72 80	4 00	291 20
41. Intonaco al piano dell'Oratorio nella nave perimetrale, nel vestibolo e nelle due camere 4 ^m ,10 × 4 ^m ,40 × 34. M. q.	613 36	—	—
42. Vòlte a vela nella detta nave e nelle due camere 4 ^m ,50 × 4 ^m ,50 × 21. M. q.	423 25	—	—
43. Sotto archi trasversali 4 ^m ,00 × 1 ^m × 14. M. q.	63 00	—	—
44. Sotto archi nel perimetro e sotto la balaustrata del matroneo 4 ^m ,50 × 0 ^m ,50 × 21. M. q.	47 25	—	—
45. Piedestalli delle colonne; circonferenza 3 ^m ,15, altezza 3 ^m ,80. N. 18. M. q.	215 46	—	—
46. Id. Lezene corrispondenti 1 ^m ,20 × 3 ^m ,80. N. 19. M. q.	86 64	—	—
47. Colonne dell'Oratorio; (circonf. 3 ^m ,14 × 0 ^m ,80) × 6 ^m ,64. N. 24. M. q.	400 32	—	—
48. Intonaco nelle lezene corrispondenti 1 ^m ,02 × 6 ^m ,00. N. 26. M. q.	159 12	—	—
49. Quarti negli angoli 0 ^m ,22 × 6 ^m ,00. N. 4. M. q.	5 28	—	—
50. Vòlte a vela con bacino sopra il matroneo e nelle due camere dei padiglioni $\left(\frac{4^m,80 + 5^m,10}{2}\right)^2$. N. 26. M. q.	637 00	—	—
51. Vòlte a vela rettangolari sopra la parte di matroneo superiore al portico 3 ^m ,80 × 4 ^m ,95. N. 5. M. q.	94 05	—	—
52. Intradosso degli archi sorreggenti dette vòlte 5 ^m ,10 × 0 ^m ,75. N. 24. M. q.	91 92	—	—
53. Intradosso dei perimetrali nella galleria e nelle due camere di soccorso 5 ^m ,10 × 0 ^m ,13. N. 66. M. q.	50 16	—	—
54. Id. dei minori nelle teste dalla parte sopra il pronào 4 ^m ,00 × 1 ^m ,13. N. 2. M. q.	1 04	—	—
55. Id. degli archi trasversali sopra il pronào 4 ^m ,00 × 0 ^m ,75. N. 4. M. q.	12 00	—	—
56. Mezzelune sopra le piattabande della galleria ed i finestroni 2 ^m ,78 × 66. M. q.	183 48	—	—
57. Id. sopra gli intercolonnii di testa su pronào 2 ^m ,22 × 2. M. q.	4 44	—	—
<i>A riportarsi</i>	3089 77	—	18473 00

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>	3089 77	—	18473 00
58. Intonaco negli architravi sopra le colonne della parte interna $0^m,60 \times 111^m$. M. q.	66 60	—	—
59. Id. nel perimetro $0^m,60 \times 37^m,05$. N. 4. M. q.	88 92	—	—
60. Architravi sopra il portico $0^m,60 \times 58^m,50$ M. q.	35 10	—	—
61. Id. nelle 2 camere di soccorso e nelle gabbie delle scale minori $0^m,60 \times 4^m,76$. N. 16. M. q.	45 70	—	—
62. Paraste in corrispondenza alle colonnette dei finestroni nel matroneo $0^m,63 \times 3^m,20$. N. 76 M. q.	153 22	—	—
63. Pareti sotto i finestroni del matroneo $2^m,20 \times 4^m,60$. N. 28. M. q.	283 36	—	—
64. Id. nelle teste dello sfondato sopra il pronao $2^m,20 \times 3^m$. N. 2. M. q.	13 20	—	—
65. Id. nelle 2 camere di soccorso $19^m,04 \times 2^m,80$. N. 2. M. q.	106 62	—	—
66. Arricciatura nel sottotetto del frontone $10^m,80 \times 2^m,50$. N. 2. M. q.	54 00	—	—
67. Scala nella fronte Montebello. — Pareti dal piano dei sotterranei fino allo sbocco del matroneo $25^m,60 \times 20^m,58$. N. 2. M. q.	1053 70	—	—
68. Volte dei ripiani $21^m,62 \times 5^m$. M. q.	108 10	—	—
69. Pareti del ripiano a metà altezza dell'asilo $4^m,40 \times 2^m,20$. N. 4. M. q.	38 72	—	—
70. Soffitti di diversi rami delle scale $6^m,50 \times 2^m,05$. N. 4. M. q.	53 30	—	—
$1^m,40 \times 2^m,05$. M. q.	2 47	—	—
Ramo di discesa al piano dell'asilo e primo ramo dall'ingresso al piano delle scuole $6^m,82 \times 2^m,05$. M. q.	13 98	—	—
Rami di discesa al sotterraneo $5^m,20 \times 2^m,05$. N. 2. M. q.	21 32	—	—
71. Rami di minor larghezza danti al piano della galleria $6^m,70 \times 1^m,00$. N. 4. M. q.	26 80	—	—
	5254 88	0 70	3678 42
72. Opere in stucco lucido. Basamento nelle pareti dell'Oratorio $0^m,90 \times 138^m,00$. M. q.	124 20	—	—
73. Id. nei piedestalli delle colonne dell'Oratorio $3^m,15 \times 3^m,80$. N. 18. M. q.	215 46	—	—
74. Id. Lezene corrispondenti $1^m,20 \times 3^m,80$. N. 19. M. q.	86 64	—	—
75. Id. Colonne del matroneo (cir. $3^m,44 \times 0^m,80$) $\times 6^m,64$. N. 20. M. q.	333 60	—	—
76. Id. nello sfondato sopra il portico (circonf. $2^m,14 \times 0^m,80$) $\times 6^m,64$. N. 4. M. q.	66 72	—	—
77. Lezene corrispondenti $1^m,02 \times 6^m$. N. 26. M. q.	159 12	—	—
78. Quarti negli angoli $0^m,22 \times 6^m$. N. 4. M. q.	5 28	—	—
Opere in istucco lucido tot. M. q.	991 02	2 00	1982 04
<i>A riportarsi</i>	—	—	24133 46

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>	—	—	24133 46
79. Opere da stuccatore e riquadratore nel cornicione dell'ordine interno al dissetto dell'imposta della volta con mensole e cassettoni, modanature intagliate e rosoni nelle metope. M. lin.	104 00	12 00	1248 00
80. Capitelli corintii delle colonne dell'Oratorio N°	24 —	70 00	1680 00
81. Id. delle lezene corrispondenti e dei quarti negli angoli. N°	27 —	40 00	1080 00
82. Cornice interna sotto li finestroni M. lin.	134 80	4 00	539 20
83. Cornice con mensole nel bacino delle volte a vela del matroneo e delle due camere di soccorso 14 ^m ,66 × 29 ^m . M. lin.	423 60	—	—
84. Id. delle volte sopra il pronào 12 ^m ,00 × 5 ^m . M. lin.	60 00	—	—
Cornice tot. M. lin.	483 60	4 00	1934 40
85. Pàtere nelle mezzelune N°	60 —	4 00	240 00
86. Capitelli dei piedestalli e fregi nel basamento delle colonne e timpani degli archi reggenti il matroneo, comprese le basi delle rispettive colonne N°	19 —	40 00	760 00
87. Capitelli dei piedestalli murati, corrispondenti, con ornati delle mezzelune. N°	22 —	15 00	330 00
88. Cornice sotto il matroneo. M. lin.	100 00	3 00	300 00
89. Balaustrata del pronào in pietra arenaria di Viggiù. M. lin.	21 20	—	—
90. Id. del matroneo della stessa pietra 4 ^m ,40 × 19 ^m . M. lin.	83 60	—	—
Opere in pietra arenaria di Viggiù. M. lin.	104 80	45 00	4716 00
91. Ringhiera in ferro fuso al piano dell'ambulacro sopra il matroneo. M. lin.	100 00	16 00	1600 00
92. Ringhiere delle scale nella fronte Montebello, dal piano sotterraneo al piano dell'asilo (peso d'un m. lin. chilog. 16,72) (12 ^m × 1 ^m ,80) × 2 × 16 ^{chilog.} ,72. Chilog.	461 47	—	—
93. Cancellotti alle scale che discendono ai sotterranei nella fronte Montebello (peso d'un m. lin. Chilog. 18) 2 ^m ,05 × 2 × 18 ^{chilog.} . Chilog.	73 80	—	—
94. Cancelli che separano il vestibolo dalle scale interne di salita al tempio (peso di un m. q. Chilog. 40) 4 ^m ,30 × 4 ^m × 2 × 40 ^{chilog.} . Chilog.	1408 00	—	—
95. Cancelli del corridoio centrale all'ingresso (peso del m. q. chilog. 40) 4 ^m ,30 × 4 ^m ,00 × 40 ^{chilog.} . Chilog.	668 00	—	—
96. Inferriate delle due finestre nella fronte Montebello al piano del collegio sotto il pronào (40 Chilog. al m. q.) 1 ^m ,60 × 3 ^m ,10 × 2 × 40 ^{chilog.} . Chilog.	396 80	—	—
<i>A riportarsi</i>	3008 07	—	38561 06

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>	3008 07	—	38561 06
97. Inferriata di 2 finestre interne nel vestibolo, laterali all'ingresso nel corridoio (Chilog. 40 al m. q.) 1 ^m ,60 × 3 ^m ,10 × 2 × 40 ^{chilog.} Chilog.	396 80	—	—
98. Ringhiere delle scale principali dal piano dell'asilo al matroneo (peso del m. lin. 25,08) m. lin. 116,20. Chilog.	2914 30	—	—
99. Piantoni per dette ringhiere N. 28, del peso di Chilog. 7,01 caduna.	196 28	—	—
	6515 45	0 85	5338 13
100. Cancelli con ornati all'ingresso nel vestibolo dell'Oratorio (peso del M. q. Chilog. 50) 2 ^m ,05 × 3 ^m ,94 × 4 × 50 ^{chilog.} Chilog.	1615 50	1 50	2423 25
101. Opere da falegname. Porta d'ingresso nella fronte Montebello. Angelo Ferrari 3 ^m ,04 × 1 ^m ,28. M. q.	3 89	—	—
Angelo Salino 2 ^m ,74 × 1 ^m ,28. M. q.	3 51	—	—
102. Porte d'ingresso al vestibolo 1 ^m ,80 × 4 ^m ,00. N. 4. M. q.	28 80	—	—
103. Porte d'ingresso dalle scale minori 1 ^m ,80 × 2 ^m ,75. N. 2. M. q.	9 90	—	—
104. Porte d'ingresso dal tempio alle due camere laterali al piano del matroneo 1 ^m ,80 × 4 ^m ,00. N. 2. M. q.	14 40	—	—
105. Porte d'ingresso delle scale minori 1 ^m ,80 × 3 ^m ,00. N. 2. M. q.	10 80	—	—
106. Portine nei muricci che separano il sottotetto dall'ambulacro sopra il matroneo 0 ^m ,65 × 1 ^m ,70. N. 4. M. q.	4 42	—	—
107. Finestrone semicircolare nel timpano del frontone 2 ^m ,15 × 2 ^m ,47. M. q.	5 31	—	—
108. Ivi 0 ^m ,95 × 1 ^m ,90. N. 2. M. q.	3 61	—	—
109. Finestrone della galleria delle donne 3 ^m ,62 × 4 ^m ,10. N. 36. M. q.	532 44	—	—
110. Id. nelle teste sopra il portico 3 ^m ,62 × 4 ^m ,10. N. 2. M. q.	29 58	—	—
111. Spirali tondi 0 ^m ,66 × 0 ^m ,65. N. 15. M. q.	6 76	—	—
112. Porte d'accesso alle camere di soccorso 1 ^m ,40 × 3 ^m ,00. N. 2. M. q.	8 40	—	—
113. Porte e bussole ivi 1 ^m ,40 × 3 ^m ,00. N. 6. M. q.	25 20	—	—
114. Bussole agli ingressi nel matroneo dalle scale nella fronte Montebello 13 ^m × 2 ^m . N. 2. M. q.	52 00	—	—
115. Finestre nelle mezzelune sotto le volte del pronao 2 ^m × 2 ^m . N. 5. M. q.	20 00	—	—
116. Finestre nella nave perimetrale, nelle due camere e nelle scale 1 ^m ,60 × 3 ^m ,00. N. 15. M. q.	72 00	—	—
117. Bussole agli ingressi delle scale minori 1 ^m ,80 × 4 ^m ,00. N. 2. M. q.	14 40	—	—
<i>A riportarsi</i>	845 42	—	46322 44

		Quantità	Prezzo	Importo
	<i>Riporto</i>	845 42	—	46522 44
118. Invetriate sopra le latrine nelle due camere al piano del matroneo 5 ^m × 2 ^m . N. 2. M. q.		20 00	—	—
119. Bussole alle porte d'ingresso nella via Montebello:				
Angolo Ferrari 3 ^m ,00 × 3 ^m ,20. M. q.		9 60	—	—
Angolo Salino 3 ^m ,00 × 3 ^m ,00. M. q.		9 00	—	—
120. Serramenta delle finestre nel basamento del pronão 1 ^m ,35 × 3 ^m ,08. N. 5. M. q.		20 79	—	—
121. Spiragli per latrine 0 ^m ,50 × 1 ^m ,00. N. 4. M. q.		2 00	—	—
122. Usci delle latrine al matroneo 0 ^m ,70 × 2 ^m ,00. N. 4. M. q.		5 60	—	—
123. Uscioli per gettare le scopature ai diversi piani 0 ^m ,40 × 0 ^m ,60. N. 12. M. q.		2 88	—	—
Opere da Falegname tot. M. q.		915 29	24 00	21966 96
124. Impalcature in legno dolce compresi i radiciamenti. — Nel matroneo lato dell'edicola 32 ^m ,40 × 6 ^m ,00. M. q.		194 40	—	—
125. Id. negli altri tre lati 27 ^m × 6 ^m . N. 3. M. q.		486 00	—	—
126. Impalcature come ai N. 124-125 nello sfondato sopra il pronão 26 ^m ,40 × 3 ^m ,88. M. q.		102 43	—	—
127. Id. sotto il frontone 10 ^m ,80 × 5 ^m ,20. M. q.		56 16	—	—
Tot. impalcatura M. q.		838 99	6 00	5033 94
128. Canali in latta. Cornicioni esterni. Cornicione del 2° ordine. M. lin.		194 46	—	—
129. Doccioni o tubi verticali. Dal cornicione sotto la copertura della nuova volta in progetto al cornicione di coronamento 6 ^m . N. 8. M. lin.		48 00	—	—
130. Id. dal cornicione di coronamento al piano del sotterraneo 29 ^m ,08. N. 8. M. lin.		232 64	—	—
Tot. tubi in latta M. lin.		475 10	4 00	1900 40
131. Tubi di scarico delle acque, in ghisa, al termine di otto doccioni, lunghi 3 ^m ,00. N. 8 del peso di Chilog. 15 cadun M. lin. Chilog.		360 00	0 55	198 00
132. Tubi di pietra serpentina detta marmo d'Oira del diametro interno di 0 ^m ,09. M. lin.		30 00	5 00	150 00
133. Vasche per lavandini ai vari piani. N°		12 —	25 00	300 00
134. Mano d'opera occorrente pel compimento della scala angolo Ferrari. Collocamento a sito di N. 33 gradini di discesa nel sotterraneo N°		33 —	1 50	49 50
135. Opere a corpo. Edicola di sacri libri. L.		—	—	12000 00
136. Per le orchestre, tribune e cattedra. L.		—	—	4000 00
137. Candelabri e oggetti vari per l'illuminazione. L.		—	—	4500 00
138. Camini, stufe, diramazioni del calore. L.		—	—	5000 00
<i>A riportarsi</i>		—	—	101621 24

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>		—	101621 24
139. Pompe aspiranti e prementi coi pozzi, N°	2 —	900 00	1800 00
140. Chiavichette nel sotterraneo sotto le finestre ricavate sotto ai marciapiedi. N°	28 —	1 00	28 00
141. Orinatori agli ingressi dalla via Montebello. N°	2 —	80 00	160 00
142. Id. agli estremi della fronte verso via Privata N°	2 —	60 00	120 00
143. Parafulmini a tutela dell'edificio, a calcolo L.	—	—	500 00
144. Tombinature diverse, a calcolo. L.	—	—	5100 00
			109329 24
145. Somma valore per spese imprevedute. L.	—	—	20000 00
Tot. importo delle opere cont. nell'art. 3°. L.	—	—	129329 24
ARTICOLO QUARTO.			
<i>Ammontare della spesa occorrente alla formazione di due rampe di discesa nei sotterranei e formazione della cancellata in ferro all'ingiro dell'edificio.</i>			
1. Ferro per inferriate dei sotterranei nelle finestre od aperture praticate nei marciapiedi.			
Via Privata 3 ^m ,60 × 1 ^m ,00 × 7 m. q.		25,20	
Via Montebello 3 ^m ,60 × 1 ^m ,10 × 3 »		11,88	
Id. 3 ^m ,60 × 1 ^m ,50 × 2 »		10,80	
2. Ferro per inferriate nei fianchi dell'edificio.			
Vie Ferrari e Salino			
1 ^m ,60 × 1 ^m ,24 × 16 »		31,68	
3. Ferro per inferriate nei marciapiedi contro il zoccolo della cancellata			
1 ^m ,50 × 0 ^m ,90 × 7 »		8,10	
Tot. m. q.		87,66	
Peso di un m. q.		46,94	
Tot. peso Chilog.	4114 76	0 80	3291 81
4. Ferro per ringhiera ai due lati dell'apertura per la rampa. Chilog.	488 10	—	—
5. Id. per cancellate ed aperture nei fianchi ed allo sbocco della rampa. Chilog.	1143 20	—	—
Tot. Chilog.	1631 30	0 85	1386 61
6. Cancelli che separano i cortili dall'area davanti alle scale esterne di accesso al tempio (peso di un m. lin. Chilog. 18). Tot. sviluppo m. lin. 11,50.			
Tot. Chilog.	207 00	—	—
A riportarsi	207 00	—	4678 42

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>	207 05	—	4678 42
7. Cancellata perimetrale dell'altezza di m. 1,70			
Sopra lo zoccolo. Fronte Montebello m. lin. 58,20			
Id. G. Ferrari » 43,00			
Id. Privata » 60,30			
Tot. m. lin. 161,50			
Peso di un m. lin. Chilog. 66. Importo Chilog.	10659 00	—	—
	10866 00	0 75	8149 50
8. Barra di ferro tra i paracarri nella discesa			
16 ^m ,50 × 6 ^{chilog} ,60. Chilog.	108 90	0 90	98 01
9. Muratura greggia per fondazione dello zoccolo in granito sorreggente la cancellata nelle fronti Montebello e Ferrari 102 ^m ,10 × 1 ^m ,00 × 0 ^m ,37. M. c.	37 78	12 50	472 25
10. Zoccolo in granito per la cancellata di recinto all'edificio 0 ^m ,25 × 0 ^m ,35 × 145 ^m ,80. M. c.	12 68	—	—
11. Scalini di discesa ai cortili dalla fronte Montebello 3 ^m ,70 × 0 ^m ,40 × 0 ^m ,14 × 18. M. c.	3 73	—	—
Tot. M. c.	16 41	220 00	3610 20
12. Lastre di Luserna per i marciapiedi nelle vie Montebello, Ferrari e Privata e nei due lati dell'edificio verso i cortili 188 ^m ,00 × 1 ^m ,40. M. q.	263 20	—	—
68 ^m ,10 × 0 ^m ,60. M. q.	40 86	—	—
13. Banchine 24 ^m ,40 × 0 ^m ,60. M. q.	14 64	—	—
14. Lastroni all'ultimo scalino delle scale che dal portico scendono nel cortile 3 ^m ,80 × 1 ^m ,20. M. q.	4 56	—	—
3 ^m ,80 × 1 ^m ,50. M. q.	5 70	—	—
1 ^m ,20 × 0 ^m ,90. M. q.	1 08	—	—
15. Per aumento in larghezza dato ai lastroni del marciapiede nella fronte del portico 0 ^m ,90 × 41 ^m ,40. M. q.	37 26	—	—
16. Lastroni contro il zoccolo della cancellata nel cortile ove si ricavano aperture per luci. M. q.	28 25	—	—
Tot. pietra di Luserna. M. q.	395 55	14 00	5537 70
17. Ciottolato nei due cortili 8 ^m ,20 × 10 ^m ,60 × 2. M. q.	173 84	—	—
4 ^m ,80 × 12 ^m ,90. M. q.	61 92	—	—
5 ^m ,00 × 9 ^m ,50 × 2. M. q.	95 00	—	—
18. Id. sulla rampa 30 ^m ,00 × 3 ^m ,00. M. q.	90 00	—	—
13 ^m ,00 × 9 ^m ,00. M. q.	117 00	—	—
23 ^m ,00 × 5 ^m ,00. M. q.	115 00	—	—
Tot. ciottolato m. q.	652 76	1 50	979 14
<i>A riportarsi</i>	—	—	23525 22

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>		—	23525 22
19. Cavo terra per formazione della rampa di discesa 30 ^m ,00 × 3 ^m ,00 × 1 ^m ,50. M. c.	135 00	1 50	202 50
20. Muri che fiancheggiano la rampa 38 ^m ,00 × 2 ^m ,25 × 0 ^m ,25. M. c.	21 38	—	—
21. Pilastri interni che fiancheggiano la rampa 0 ^m ,80 × 2 ^m ,10 × 4 ^m ,50 × 2. c.	15 12	—	—
22. Archi ivi 5 ^m ,00 × 0 ^m ,25 × 2 ^m ,10.	2 63	—	—
Tot. muratura	39 13	24 00	939 12
23. Paracarri in pietra lavorati a grana grossa nella discesa 0 ^m ,30 × 0 ^m ,30 × 1 ^m ,50 × 6. M. c.	0 81	—	—
24. Cordoni trasversali id. 0 ^m ,20 × 0 ^m ,10 × 3 ^m ,00 × 15. M. c.	0 90	—	—
25. Pulvinari dei pilastri 2 ^m ,10 × 0 ^m ,80 × 0 ^m ,20 × 2. M. c.	0 68	—	—
Tot. pietra m. c.	2 39	110 00	262 90
26. Tubo in pietra per smaltimento delle acque nel cortile. M. lin.	4 50	14 00	63 00
27. Somma a valore minute opere eventuali a corpo. L.	—	—	5007 40
Tot. delle opere art. 4° L.	—	—	30000 14

RIEPILOGO dell'importo delle opere per		
Art. 1. Demolizione della copertura esistente, con cessione dei materiali. L.		1000 00
Art. 2. Costruzione di una copertura metallica con armatura in ferro, plafonato internamente. L.		60000 00
Art. 3. Ultimazione dell'interno del Tempio e della gradinata esterna colle due scale d'accesso agli angoli verso la via Montebello. L.		129329 24
Art. 4. Cancellata, marciapiede e sistemazione del suolo intorno al Tempio. L.		30000 14
Totale delle opere suddette L.		220329 38

Torino, 16 agosto 1871.

Ing. A. DEBERNARDI.

SUPPLEMENTO DI SPESE

(non comprese nella perizia 16 agosto 1871)

necessarie alla completa ultimazione delle diverse scale,
del piano dei sotterranei, del Collegio e dell'Asilo.

ARTICOLO QUINTO.			
<i>Scale.</i>			
	Quantità	Prezzo	Importo
1. Fascie in marmo da applicarsi alla testa degli scalini nella scala principale. M. lin.	116 20	15 00	1743 00
2. Muriccio di 0 ^m ,13 in mattoni per chiusura di una finestra in ciascuna delle scale della via Privata, al piano del collegio 1 ^m ,60 × 3 ^m ,10 × 0 ^m ,13 × 2. M. c.	1 28	—	—
3. Id. di un'altra finestra nella fronte Montebello angolo Ferrari 1 ^m ,50 × 3,00 × 0 ^m ,13. M. c.	0 59	—	—
4. Id. di un'altra nella fronte Ferrari angolo Montebello 1 ^m ,60 × 3 ^m ,10 × 0 ^m ,13. M. c.	0 64	—	—
5. Id. di una finestra per ciascuna delle scale nella via Privata al piano del Tempio 3 ^m ,00 × 1 ^m ,50 × 0 ^m ,13 × 2. M. c.	1 18	—	—
6. Id. di una finestra della scala, angolo Montebello e Ferrari 3 ^m ,00 × 1 ^m ,50 × 0 ^m ,13 × 2. M. c.	1 18	—	—
7. Id. di una nell'angolo Montebello e Salino 3 ^m ,00 × 1 ^m ,50 × 0 ^m ,13. M. c.	0 59	—	—
8. Muratura a compimento di vani addentellati lasciati nelle pareti delle scale principali, piano del sotterraneo 4 ^m ,20 × 4 ^m ,00 × 0 ^m ,25 × 5. M. c.	21 00	—	—
9. Piani superiori 4 ^m ,20 × 4 ^m ,50 × 0 ^m ,25 × 4 = 18,92 4 ^m ,30 × 4 ^m ,50 × 0 ^m ,25 × 4 = 19,32 4 ^m ,40 × 4 ^m ,10 × 0 ^m ,25 × 5 = 22,55 Tot. M. c. 60,79			
10. Vani a dedursi 3 ^m ,00 × 1 ^m ,20 × 0 ^m ,25 = M. c. 0,90 3 ^m ,85 × 1 ^m ,20 × 0 ^m ,25 = » 1,15 2 ^m ,90 × 1 ^m ,50 × 0 ^m ,25 × 2 = » 2,18 Tot. vani a dedurre M. c. 4,23 4,23			
Restano M. c. 56,56	56 56	—	—
A riportarsi	83 02	—	1743 00

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>	83 02	—	1743 00
11. Compimento del muro a cui sono applicati l'albero delle latrine e la camera per le spazzature 7 ^m ,00 × 4 ^m ,00 × 0 ^m ,13 × 2. M. c.	7 28	—	
Tot. muratura M. c.	90 30	24 00	2167 20
12. Pavimento in lastre nel vestibolo della scala all'angolo Montebello e Salino 5 ^m ,10 × 4 ^m ,40. M. q.	22 44	—	—
13. Id. 2 ^m ,80 × 0 ^m ,70. M. q.	1 96	—	—
14. Id. 2 ^m ,50 × 0 ^m ,40. M. q.	1 00	—	—
15. Id. per il compimento del pianerottolo al piano dell'asilo nella scala che va al sotterraneo, angolo Salino e Montebello 1 ^m ,80 × 1 ^m ,40. M. q.	7 92	—	—
Tot. pavimento di lastre M. q.	33 32	7 00	233 24
16. Pavimento alla veneziana nel vestibolo delle scale al piano del collegio 16 ^m ,20 × 4 ^m ,40. M. q.	71 28	—	—
17. Id. al piano dell'asilo 16 ^m ,20 × 4 ^m ,40. M. q.	71 28	—	—
Tot. pavimento alla veneziana M. q.	142 56	6 00	855 36
18. Pavimento nelle gabbie delle scale minori al piano dei sotterranei in quadrettoni 4 ^m ,76 × 4 ^m ,76 × 2. M. q.	45 30	—	—
19. Id. nelle gabbie delle scale della fronte Montebello 10 ^m ,80 × 1 ^m ,40 × 2. M. q.	99 04	—	—
Tot. pavimento M. q.	144 34	2 00	288 68
20. Soffitto con assette e stuoie nel cielo delle scale nella via Privata 5 ^m ,00 × 5 ^m ,00 × 2. M. q.	50 00	4 00	200 00
21. Intonaco nelle scale della via Privata, gabbie dal piano dei sotterranei, fino allo sbocco della galleria delle donne 4 ^m ,76 × 4 ^m ,00 × 23 ^m ,58 × 2 M. q.	897 92	—	—
22. Compimento fino al cielo di dette scale 19 ^m ,04 × 2 ^m ,00 × 38 ^m ,08 × 2. M. q.	76 16	—	—
23. Id. sotto i rami delle scale minori (N. 30 rami per iscala) 2 ^m ,30 × 4 ^m ,20 × 60. M. q.	165 60	—	—
Tot. intonaco M. q.	1139 68	0 70	797 78
24. Ferro per apparecchi di sostegno dei rami di scale nella via Privata, cadenti nei rami delle finestre della galleria delle donne.			
<i>A riportarsi</i>	—	—	6283 26

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>	—	—	6285 26
Per ogni scala m. lin. 36,10. Peso di un m. lin. Chilog. 20.			
Per le 2 scale 36 ^m ,10 × 20 × 2. Chilog.	1144 00	—	—
25. Pei rami che cadono nei vani delle finestre verso i cortili 20 ^m ,20 × 20 × 6. Chilog.	264 00	—	—
26. Id. per ringhiere delle scale della via Privata dal piano del sotterraneo fino alla estremità. Peso di un m. lin. Chilog. 16,72.			
Sviluppo m. lin. 111,72 × 2.			
111 ^m ,72 × 16,72 × 2. Chilog.	3733 92	—	—
27. Compimento della ringhiera nei vani cadenti negli intercolonnii e nelle finestre 13 ^m ,20 × 2 × 16,72. Chilog.	441 41	—	—
28. Id. per piantoni (scala via Privata) Chilog.	462 66	—	—
29. Id. via Montebello dal sotterraneo al piano dell'asilo. Chilog.	28 04	—	—
30. Cancellotti in ferro alle scale che discendono nei sotterranei della via Privata 2 × 2 ^m ,20 × 18. Chilogr.	43 20	—	—
Tot. ferro Chilog.	6119 23	0 85	5201 35
31. Porte d'accesso dalle scale via Privata. M. q.	4 80	—	—
32. Bussole agli ingressi nel matroneo dalle scale di via Privata 3 ^m ,00 × 1 ^m ,80 × 2. M. q.	10 80	—	—
33. Uscii d'ingresso dalle scale nella via Privata 2 ^m ,40 × 1 ^m ,60 × 2. M. q.	7 68	—	—
34. Bussole ivi 2 ^m ,56 × 1 ^m ,60 × 2. M. q.	8 18	—	—
35. Uscio sulla scala minore angolo Salino 2 ^m ,00 × 2 ^m ,20. M. q.	2 40	—	—
36. Id. angolo Ferrari 2 ^m ,40 × 1 ^m ,40. M. q.	3 36	—	—
Serramenta Tot. M. q.	37 22	24 00	893 28
37. Posizione in opera dei gradini della scala che conduce dal piano dell'asilo al ripiano ove si divide in due branche minori. N°	109 —	2 00	218 00
38. Archi di sostegno dei lastroni delle gabbie nelle scale di via Privata 1 ^m ,60 × 0 ^m ,20 × 5 ^m ,00 × 2. M. c.	3 20	24 00	76 80
Tot. importo dell'art. 5°.	—	—	12674 69

ARTICOLO SESTO.

Sotterranei.

	Quantità	Prezzo	Importo
ARTICOLO SESTO.			
<i>Sotterranei.</i>			
39. Muratura di mattoni occorrente alla formazione dei canali per le materie fecali.			
Sponde laterali $25^m,00 \times 2^m,00 \times 0^m,13 \times 4$. M. c.	26 00	—	—
Fondo $25^m,00 \times 0^m,50 \times 0^m,08 \times 2$. M. c.	2 00	—	—
40. Copertura a volta ivi			
$25^m,00 \times 0^m,60 \times 0^m,13 \times 2$. M. c.	3 90	—	—
41. Voltine tramezzanti l'altezza dei nicchioni contro il terrapieno $3^m,60 \times 2^m,20 \times 0^m,13 \times 28$. M. c.	29 84	—	—
42. Muricci di $0^m,13$ per divisioni necessari a stabilire i diversi usi:			
Sviluppo. M. lin. 224,30	131 22	—	—
Altezza media. M. lin. 4,50			
Spessore. M. lin. 0,13			
43. Altri tramezzi, come sopra			
$4^m,20 \times 4^m,50 \times 0^m,13 \times 5$. M. c.	12 30	—	—
44. Volta sotto l'ingresso nell'angolo delle vie Ferrari e Montebello $4^m,65 \times 4^m,65 \times 0^m,13$. M. c.	2 81	—	—
45. Archetti di sostegno del marciapiede avanti le finestre dei sotterranei			
$3^m,80 \times 0^m,60 \times 0^m,25 \times 14$. M. c.	7 98	—	—
Tot. muratura. M. c.	216 05	24 00	5185 20
46. Soglie in pietra lamellare allo sbocco dei canali neri nel pozzo centrale			
$1^m,00 \times 1^m,00 \times 0^m,04 \times 2$. M. c.	0 08	—	—
47. Suggelli per riparazioni			
$0^m,70 \times 0^m,70 \times 0^m,06 \times 2$. M. c.	0 06	—	—
48. Id. nel pozzo centrale a doppio coperchio			
$1^m,00 \times 1^m,00 \times 0^m,25$. M. c.	0 25	—	—
49. Soglia delle aperture danti sui cortili al piano dell'asilo $2^m,00 \times 0^m,30 \times 0^m,06 \times 16$. M. c.	0 58	—	—
Tot. pietra lamellare. M. c.	0 97	140 00	135 80
50. Pavimento in quadrettoni nei sotterranei nelle aree a compartirsi per diversi usi			
$37^m,80 \times 32^m,40$. M. q.	1224 72	—	—
$5^m,40 \times 5^m,40 \times 5$. M. q.	145 80	—	—
$4^m,18 \times 4^m,18 \times 5$. M. q.	87 55	—	—
Tot. pavimento in quadrettoni M. q.	1457 87	2 00	2915 74
<i>A riportarsi</i>	—	—	8236 74

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>			
51. Serramenta a vetri $3^m,60 \times 1^m,30 \times 28$. M. q.	131 04	—	8236 74
52. Usci $3^m,50 \times 1^m,50 \times 35$. M. q.	131 25	—	—
Tot. serramenta M. q.	362 29	24 00	8694 96
53. Intonaco contro la parete nella quale sono praticati i nicchioni, sulla superficie dei medesimi e delle pareti laterali degli sfondi. Fronte Montebello. M. lin. 48,30			
54. Id. pei nicchioni angoli Salino e Ferrari. » 25,80			
55. Id. sulle pareti dei pilastri paralleli alla fronte Montebello. » 30,00			
56. Id. come al N. 53 fronte Salino. » 62,60			
57. Id. per nicchioni di fianco alla scala angolo Salino e Privata. » 19,00			
58. Id. contro-pilastro allo sbocco scala » 5,00			
59. Arricciatura come ai N. 53 e 55 fronte Privata. » 68,10			
60. Id. come al N. precedente, fronte Ferrari. » 62,60			
61. Nicchioni di fianco alla scala all'angolo Privata e Ferrari. » 19,00			
62. Pilastro di fianco alla scala. » 5,00			
Tot. M. lin. 345,40			
Altezza media M. 4 $345^m,40 \times 4 =$ M. q.	1381 60	—	—
63. Intonaco nei pilastri paralleli alle quattro fronti ed intermedi dell'altezza media di M. 3 in numero di 28. Lung. svilupp. $140^m,00 \times 3^m,00$ M. q.	420 00	—	—
64. Id. nei sottoarchi dei voltini a botte tramezzanti i nicchioni $4^m,00 \times 1^m,50 \times 18$. M. q.	108 00	—	—
65. Id. in altri voltini, come sopra $14 \times 4^m,00 \times 2^m,30$. M. q.	188 80	—	—
66. Id. per altri minori nella fronte Montebello, angolo Salino-Ferrari $1^m,50 \times 2^m,50 \times 2$. M. q.	7 50	—	—
67. Sotterranei fra i pilastri $1^m,50 \times 5^m,00 \times 71$. M. q.	532 50	—	—
68. Vòlte a vela maggiori $10^m,20 \times 5^m,00 \times 10$. M. q.	510 00	—	—
69. Vòlte a vela minori $5^m,00 \times 5^m,00 \times 31$. M. q.	775 00	—	—
70. Vòlte a vela sotto il pronào $5^m \times 3^m,50 \times 5$. M. q.	87 50	—	—
71. Archi fra le vòlte a vela maggiori $10^m,20 \times 1^m,20 \times 8$. M. q.	97 93	—	—
72. Aumento per le vòlte sopra i nicchioni $4^m,50 \times 2^m,50 \times 34$. M. q.	399 50	—	—
Tot. intonaco. M. q.	4508 33	0 70	3155 83
Ammontare generale dell'art. 6° L.	—	—	20087 53

ARTICOLO SETTIMO.

Piano dell'Asilo.

		Quantità	Prezzo	Importo
ARTICOLO SETTIMO.				
<i>Piano dell'Asilo.</i>				
73. Muratura in mattoni per pilastri a sostegno delle radici dell'impalcatura nei diversi locali a calcolo.	M. c.	8 95	—	—
74. Muricci di 0 ^m ,13 per divisioni.				
Sviluppo.	M. lin. 224,30	131 22	—	—
Altezza media.	M. lin. 4,50		—	—
Grossezze.	M. lin. 0,13		—	—
75. Id. per divisioni sotto il pronào 4 ^m ,20 × 4 ^m ,50 × 0 ^m ,13 × 5.	M. c.	12 30	—	—
Tot. muratura	M. c.	132 47	24 00	3669 28
76. Pavimento alla veneziana, compresi i sottoscaloni ivi ed il pavimento del locale sotto il pronào.	M. q.	95 25	—	—
	M. q.	65 96	—	—
	M. q.	28 56	—	—
77. Pavimento alla veneziana nei sottoscaloni 5 ^m ,40 × 3 ^m ,50 × 2.	M. q.	37 80	—	—
78. Locale sotto il pronào 15 ^m ,20 × 3 ^m ,10.	M. q.	47 12	—	—
Tot. pavimento alla veneziana	M. q.	274 69	6 00	1648 14
79. Intonaco al piano dell'asilo.				
Pareti longitudinali 4 ^m ,30 × 10.	M. lin. 43,00			
1 ^m ,32 × 2.	M. lin. 2,64			
3 ^m ,45 × 5.	M. lin. 17,25			
80. Locale verso i cortili (29 ^m ,60 + 3 ^m ,45) 6.	M. lin. 198,30			
81. Locale adiacente ai precedenti (29 ^m ,40 + 3 ^m ,45 + 1 ^m ,72) 2.	M. lin. 69,14			
82. Sale verso la via Privata (25 ^m ,60 + 3 ^m ,45) 7.	M. lin. 203,35			
83. Altri locali (14 ^m ,70 + 4 ^m ,80) 2.	M. lin. 39,00			
84. Corridoio 30 ^m ,80 + 31 ^m ,40 + 6 ^m ,90.	M. lin. 77,10			
85. Corridoio centrale 22 ^m ,40 × 2.	M. lin. 44,80			
86. Vestibolo.	M. lin. 16,60			
87. Camere nei due padiglioni 2 × 20 ^m ,60.	M. lin. 41,20			
Tot. sviluppo.	M. lin. 752,38			
Altezza media 3 ^m ,55.	M. q.	2670 95	—	—
88. Vòlte a vela quadrate 4 ^m ,65 × 4 ^m ,65 × 27.	M. q.	583 74	—	—
89. Id. rettangolari 9 ^m ,90 × 4 ^m ,50 × 10.	M. q.	445 50	—	—
<i>A riportarsi</i>		3700 19	—	5317 42

		Quantità	Prezzo	Importo
	<i>Riporto</i>	3700 19	—	5317 42
90. Intradosso degli archi reggenti le volte				
4 ^m ,80 × 1 ^m ,10 × 54.	M. q.	285 12	—	—
91. Id. 4 ^m ,80 × 0 ^m ,11 × 20.	M. q.	10 60	—	—
92. Id. dei maggiori 10 ^m ,20 × 1 ^m ,10 × 8.	M. q.	- 89 76	—	—
93. Intonaco delle volte sorreggenti il pavimento del pronào e nei sotto-scaloni 28 ^m ,00 × 3 ^m ,60.	M. q.	100 80	—	—
94. Pareti ivi 21 ^m ,00 × 4 ^m ,00 × 3.	M. q.	252 00	—	—
	Tot. intonaco M. q.	4438 47	0 70	3116 93
95. Imposte degli usci di comunicazione				
4 ^m ,10 × 1 ^m ,75 × 25.	M. q.	179 50	—	—
96. Bussolle alla porta d'ingresso dalla via Privata (angolo Ferrari) 3 ^m ,90 × 3 ^m ,00.	M. q.	11 70	—	—
97. Id. angolo Salino 3 ^m ,00 × 2 ^m ,90.	M. q.	8 70	—	—
98. Bussolle all'ingresso nei locali dell'asilo (angolo Ferrari e Privata) 1 ^m ,50 × 2 ^m ,60.	M. q.	3 90	—	—
99. Id. (angolo Salino e Privata) 1 ^m ,30 × 2 ^m ,20.	M. q.	2 86	—	—
100. Serramenta delle finestre nei lati verso i cortili 3 ^m ,85 × 1 ^m ,80 × 16.	M. q.	110 88	—	—
101. Id. nella via Privata 1 ^m ,80 × 3 ^m ,00 × 7.	M. q.	37 80	—	—
102. Usci delle latrine 6 ^m ,00 × 0 ^m ,80 × 2.	M. q.	9 60	—	—
	Tot. serramenta M. q.	364 94	24 00	8758 56
103. Impalcatura in legno forte nei diversi locali dell'asilo.	M. q.	977 14	8 00	7817 12
104. Pietra lamellare per bacini di latrine 3 ^m ,10 × 2 ^m ,00 × 0 ^m ,12 × 2.	M. c.	1 48	—	—
105. Id. per lastre di divisione e rivestimento di dette latrine 8 ^m ,00 × 2 ^m ,00 × 0 ^m ,04 × 2.	M. c.	1 28	—	—
106. Id. per spalle delle portine ivi 0 ^m ,25 × 0 ^m ,12 × 2 ^m ,20 × 8.	[M. c.	0 56	—	—
107. Id. per cappello di dette portine 3 ^m ,30 × 0 ^m ,30 × 0 ^m ,08 × 2.	M. c.	0 16	—	—
	Tot. pietra lamellare M. c.	3 48	140 00	487 20
	Tot. importo dell'art. 7° L.	—	—	25497 23
ARTICOLO OTTAVO.				
<i>Piano del Collegio.</i>				
108. Muricci di mattoni di 0 ^m ,13 per le divisioni necessarie a stabilire i diversi usi 224 ^m ,30 × 4 ^m ,50 × 0 ^m ,13.	M. c.	131 22	—	—
	<i>A riportarsi</i>	131 22	—	—

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>			
109. Muratura per pilastri a sostegno dell'impalcatura.	131 22	—	—
M. c.	8 95	—	—
Tot. muratura di mattoni M. c.	140 17	24 00	3364 08
110. Pietra lamellare per bacini di latrine al piano del collegio $3^m,10 \times 2^m,00 \times 0^m,12 \times 2$.	1 48	—	—
M. c.			
111. Id. per lastre di divisione e rivestimento di dette latrine $8^m,00 \times 2^m,00 \times 0^m,04 \times 2$.	1 28	—	—
M. c.			
112. Id. per spalle delle portine ivi $0^m,25 \times 0^m,12 \times 2^m,20 \times 8$.	0 56	—	—
M. c.			
113. Id. per cappello di dette portine $3^m,30 \times 0^m,30 \times 0^m,08 \times 2$.	0 16	—	—
M. c.			
114. Id. per davanzali di finestre $0^m,06 \times 0^m,30 \times 1^m,85 \times 31$.	1 02	—	—
M. c.			
Tot. pietra lamellare M. c.	4 50	140 00	630 00
115. Pavimento alla veneziana nel corridoio centrale, normale alla fronte Montebello $22^m,15 \times 4^m,30$.	95 25	—	—
M. q.			
116. Id. nel corridoio parallelo alla fronte Privata $38^m,80 \times 1^m,70$.	65 96	—	—
M. q.			
117. Id. nelle due camere dei padiglioni $4^m,76 \times 3^m,00 \times 2$.	28 56	—	—
M. q.			
Tot. pavimento alla veneziana M. q.	189 77	6 00	1138 62
118. Arricciatura. Sviluppi longitudinali.			
Sala delle elezioni $4^m,30 \times 10$.	M. 43,00		
$1^m,32 \times 2$.	M. 2,64		
$2^m,45 \times 5$.	M. 17,25		
119. Id. scuole verso i cortili $6 \times (29^m,60 + 3^m,45)$.	M. 198,30		
120. Anti-scuole $2 + (29^m,40 + 3^m,45 + 1^m,72)$.	M. 69,14		
121. Sale verso la via Privata $7 + (23^m,60 + 3^m,45)$.	M. 203,35		
122. Anti-scuole $2 + (14^m,70 + 4^m,80)$.	M. 39,00		
123. Corridoio $38^m,80 + 31^m,40 + 6^m,90$.	M. 77,10		
124. Corridoio centrale $2^m,00 \times 22^m,40$.	M. 44,80		
125. Vestibolo.	M. 16,60		
126. Camere nei due padiglioni $2^m,00 \times 20^m,60$.	M. 41,20		
Tot. sviluppo M. lin.	752,38		
Altezza media M. lin.	3,55		
$752^m,38 \times 3^m,55$.	Tot. M. q.	2670 93	—
<i>A riportarsi</i>	2670 93	—	5132 70

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>	2670 95	—	5132 70
127. Vòlte a vela quadrate 4 ^m ,65 × 4 ^m ,65 × 27. M. q.	583 74	—	—
128. Id. rettangolari 9 ^m ,90 × 4 ^m ,50 × 10. M. q.	445 50	—	—
129. Intradosso degli archi reggenti le vòlte 4 ^m ,80 × 1 ^m ,10 × 54. M. q.	285 12	—	—
130. Id. 4 ^m ,80 × 0 ^m ,11 × 20. M. q.	10 60	—	—
131. Id. dei maggiori 10 ^m ,20 × 1 ^m ,10 × 8. M. q.	89 76	—	—
Tot. arricciatura M. q.	4085 67	0 70	2859 97
132. Finestre nei tre lati Privata, Ferrari e Salino 1 ^m ,75 × 3 ^m ,18 × 21. M. q.	116 76	—	—
133. Id. per serramenti delle finestre nella fronte Montebello 1 ^m ,60 × 3 ^m ,00 × 2. M. q.	9 60	—	—
134. Imposte degli usci di comunicazione dei diversi locali, scuole, sale, ecc. 4 ^m ,10 × 1 ^m ,75 × 25. M. q.	179 50	—	—
135. Serramenti delle finestre laterali all'ingresso del corritoio centrale 1 ^m ,75 × 3 ^m ,18 × 2. M. q.	11 12	—	—
136. Usci delle latrine 6 ^m ,00 × 0 ^m ,80 × 2. M. q.	9 60	—	—
Tot. serramenta M. q.	326 58	24 00	7837 92
137. Impalcatura in legno forte nella sala delle ele- zioni 16 ^m ,10 × 10 ^m ,70. M. q.	172 27	—	—
138. Id. nelle scuole 6 × 10 ^m ,50 × 5 ^m ,10. M. q.	321 30	—	—
139. Anti-scuole 3 × 10 ^m ,70 × 5 ^m ,50. M. q.	176 55	—	—
140. Sale diverse 7 × 8 ^m ,60 × 5 ^m ,10. M. q.	307 02	—	—
Tot. impalcatura M. q.	977 14	8 00	7817 12
Tot. importo dell'art. 8° L.	—	—	23647 71
ARTICOLO NONO.			
<i>Arricciature esterne.</i>			
141. Arricciatura a tutte le pareti, lezene grandi e pic- cole, superficie piane in genere, non escluse le fascie, le quali portassero qualche modanatura di piccolo rilievo, come gli stipiti delle porte e finestre e si- mili (vani compresi).			
Fronte Montebello 39 ^m ,20 × 19 ^m ,70. M. q.	772 24	—	—
Laterali del pronão prospicienti le vie Gaudenzio Ferrari e Salino 2 × 4 ^m ,00 × 10 ^m ,50. M. q.	42 00	—	—
Timpano triangolare sopra il pronão 15 ^m ,00 × 3 ^m ,00. M. q.	45 00	—	—
<i>A riportarsi</i>	859 24	—	—

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>			
142. A dedurre vani di finestre del 1° e 2° piano	859 24	—	—
$1^m,50 \times 3^m,00 \times 13 =$ M. q.	58,50		
Id. $1^m,60 \times 1^m,10 \times 2 =$ M. q.	3,52		
Id. $1^m,50 \times 4^m,50 \times 3 =$ M. q.	20,25		
A dedurre per intercolonnii del 2° ordine			
$4^m,30 \times 3^m,70 \times 9 =$ M. q.	143,19		
Id. per la finestra semicircolare nel timpano del frontone			
$\frac{1}{2} \times 3^m,14 \times 4^m,q =$ M. q.	6,28		
143. Arricciatura come all'art. 141.			
Fronte Gaudenzio Ferrari			
$39^m,50 \times 23^m,70$ M. q.	936 15	—	—
Risvolta verso via Montebello			
$3^m,50 \times 23^m,70$ M. q.	130 35	—	—
144. A dedurre vani di finestre del 1° ordine			
$1^m,50 \times 3^m,00 \times 16 =$ M. q.	120,00		
Id. 2° ord. $4^m,30 \times 3^m,70 \times 8 =$ M. q.	127,28		
Id. per lo spazio occupato dagli zoccoli dei piedestalli del 1° ordine			
$1^m,00 \times 1^m,50 \times 8 =$ M. q.	12,00		
145. Arricciatura come agli articoli 141 e 143.			
Fronte Privata $50^m,50 \times 23^m,70$ M. q.	1196 85	—	—
146. A dedurre vani di finestre al 1° ordine.			
$1^m,50 \times 3^m,00 \times 14 =$ M. q.	63,00		
Id. 2° ord. $4^m,30 \times 3^m,70 \times 7 =$ M. q.	111,37		
Id. per spazi occupati dagli zoccoli dei piedestalli del 1° ordine			
$1^m,00 \times 1^m,50 \times 10 =$ M. q.	15,00		
147. Arricciatura come agli art. 141, 143, 145.			
Fronte Salino $39^m,50 \times 23^m,70$ M. q.	936 15	—	—
Risvolta verso la via Montebello			
$5^m,50 \times 23^m,70$ M. q.	130 35	—	—
148. A dedurre vani di finestre del 1° ordine.			
$1^m,50 \times 3^m,00 \times 16 =$ M. q.	72,00		
Id. 2° ord. $4^m,30 \times 3^m,70 \times 8 =$ M. q.	127,28		
Id. per lo spazio occupato dagli zoccoli dei piedestalli del 1° ordine			
$1^m,00 \times 1^m,50 \times 8 =$ M. q.	12,00		
	4189 09	—	—
Tot. vani a dedursi M. q.	891 67	—	—
Resta arricciatura esterna M. q.	3297 42	2 00	6594 04
149. Cornicione di coronamento dell'edificio.			
Fronte Montebello comprese le risvolte. M. lin.	50 70	—	—
Fronte Gaudenzio Ferrari. M. lin.	46 50	—	—
Fronte Privata. M. lin.	51 00	—	—
Fronte Salino. M. lin.	46 50	—	—
A riportarsi	194 70	—	6504 04

		Quantità	Prezzo	Importo
	<i>Riporto</i>	194 70	—	6394 04
Frontone sopra il pronão.	M. lin.	30 00	—	—
Tot. cornicione di coronamento	M. lin.	224 70	12 00	2696 40
150. Cornice di separazione dei due ordini maggiori nelle 4 fronti, comprese le risvolte.	M. lin.	222 00	8 00	1776 00
151. Cornice nel basamento del piccolo ordine, compreso nel 2° ordine grande, nelle quattro fronti, comprese le risvolte.	M. lin.	150 00	6 00	900 00
152. Cimasa del basamento dei due ordini minori compresi nel 1° ordine grande col collarino del piedestallo ricorrente nelle quattro fronti comprese le risvolte.	M. lin.	300 00	3 00	900 00
153. Cimasa del piedestallo e basamento del 1° ordine grande nelle tre fronti Ferrari, Privata a Salino.	M. lin.	172 00	5 50	946 00
154. Basamento dei piedestalli ivi.	M. lin.	36 00	2 00	72 00
155. Basi delle colonne dei due ordini minori compresi nell'ordine grande.				
Fronte Gaudenzio Ferrari.	N°	28 —	—	—
Fronte Privata.	N°	36 —	—	—
Fronte Salino.	N°	28 —	—	—
Tot. basi N°		92 —	10 00	920 00
156. Capitelli delle colonne degli ordini minori compresi nei due ordini grandi, nelle quattro fronti.	Tot. N°	92 —	18 00	1656 00
157. Arricciatura delle vòlte a bôtte con cassettoni sotto il pronão 3 ^m ,00 × 3 ^m ,14 × 2 ^m ,25.	M. q.	35 33	—	—
158. Arricciatura sotto le piattabande fra le vòlte del N. antecedente e nei fianchi 6 × 3 ^m ,00 × 2 ^m ,00.	M. q.	36 00	—	—
159. Id. fra le colonne del pronão 10 × 4 ^m ,50 × 1 ^m ,50.	M. q.	67 50	—	—
Tot. M. q.		138 83	2 25	312 37
<i>Coloriture ed opere diverse.</i>				
Fumaiuoli in muratura.	N°	22 —	30 00	660 00
<i>A riportarsi</i>		—	—	17432 81

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>	—	—	17432 81
Imbiancature e tinte alle pareti esterne dell'edificio.			
M. q.	3297 42	0 30	989 23
Ponti di servizio — a calcolo	L.	—	6000 00
Somma a valere per opere di coloriture, decorazioni e casualità — a corpo.	L.	—	10577 96
Tot. dell'art. 9° L.	—	—	35000 00

RIEPILOGO GENERALE dell'importo delle opere per la sostituzione di una copertura metallica alla Cupola attuale e per la ultimazione del Tempio Israelitico in Torino.

Art. 1°, 2°, 3°, 4°. Demolizione della cupola attuale: ricostruzione di una copertura metallica; ultimazione dell'interno del Tempio; delle due scale dal lato verso ponente; costruzione della cancellata intorno e sistemazione del suolo esternamente al Tempio.	L.	220329 38
Art. 5°. Scale d'accesso dal lato di levante.	»	12674 69
Art. 6°. Piano dei Sotterranei.	»	20087 53
Art. 7°. Piano dell'Asilo.	»	25497 23
Art. 8°. Piano del Collegio.	»	23647 71
Art. 9°. Ultimazione esterna del Tempio.	»	35000 00
Somma. L.		337236 54

Calcolo preventivo per la completa esecuzione del Tempio Israelitico secondo l'unito progetto L. 337,236 54.

Torino, 1872.

Ing. ANT. DEBERNARDI.

RELAZIONE

DELLA

Commissione eletta dalla Giunta Municipale di Torino

in seduta delli 12 marzo 1873

SULLE CONDIZIONI DI STABILITA'

DEL

Nuovo Tempio Israelitico

Cesino, 20 giugno 1873.

Con nota del 19 marzo ultimo, N. 278, Uff. 10, l'illustrissimo signor Sindaco di Torino significava ai sottoscritti l'onorevole incarico loro conferito dalla Giunta Comunale, in seduta del 12 detto mese, di esporre il proprio parere intorno al Tempio Israelitico tuttora incompiuto: e nella conferenza tenuta il 20 stesso mese, veniva dal prelodato signor Sindaco più precisamente dichiarato doversi il parere riferire intorno alle condizioni di stabilità dell'edifizio considerato come un monumento, il quale, compiuto secondo il Progetto, verrebbe ad arrecare nuovo decoro alla città.

In adempimento del suaccennato incarico i sottoscritti hanno l'onore di esporre, che dopo avere ispezionato l'edifizio nell'attuale suo stadio di costruzione, e dopo aver esaminato i disegni che ne indicano il compimento, colla scorta degli schiarimenti verbali e dei disegni di dettaglio loro gentilmente accordati dall'esi-

mio signor prof. architetto Antonelli, autore del Progetto e direttore dei lavori ;

Considerando che la stabilità di un edificio riposa essenzialmente sulle condizioni in cui trovansi le varie parti costituenti rispetto all'azione di spinta che esercitano reciprocamente, e rispetto alla resistenza alla pressione sopportata tanto dal suolo che dai materiali impiegati nelle murature ;

Considerando che, astrazion fatta dal merito artistico del concetto, e pure riconoscendo l'eccellenza della qualità di materiali impiegati, e la maestria superiore ed affatto eccezionale con cui vennero congegnate ed eseguite le opere murali, v'era luogo a scrutare fino a qual punto li indizii rilevati all'occhio da alcune parti dell'edificio potessero guidare il criterio sulle condizioni di stabilità, come sopra menzionate, ad opera compiuta ;

Considerando in ordine a tali condizioni di stabilità, che se nella parte che riflettono le spinte possono aver luogo discussioni ed incertezze, in quanto che dipendono da induzioni analitiche, dalla resistenza assoluta dei materiali delle murature e del ferro delle catene, e soprattutto da imponenti eventualità climateriche e plutoniche, di cui pur troppo non mancano esempi locali ; nella parte per contro che riflette la resistenza alla pressione sopportata dai materiali è dato di conseguire un criterio più positivo e quasi assoluto, in quanto che dipende dal volume e dal peso delle opere costituenti l'edificio, facilmente accertabili colla scorta delle misurazioni e dei disegni, e dalla resistenza dei materiali presumibile dalla cognizione della loro qualità e provenienza e da sperimenti accuratamente ripetuti ;

I sottoscritti avvisarono dover anzi tutto rivolgere le loro indagini su questa seconda condizione della stabilità, quella cioè che si riferisce alla pressione sopportata dai materiali impiegati, ed alla resistenza presunta dei medesimi.

A tale scopo non potendo desumere dai disegni loro comunicati dal Municipio dati abbastanza precisi, i sottoscritti, previo concerto coll'egregio signor prof. architetto Antonelli, e col concorso dell'Ingegnere di lui figlio, procedettero al rilievo diretto di misurazioni per quanto si riferisce alla parte eseguita dell'edifizio ed alla constatazione dei dati risultanti dai disegni di dettaglio per quanto spetta alla parte da eseguirsi a compimento del Progetto; ed istituiti i calcoli per dedurre le quantità delle varie opere, e verificati i pesi elementari più approssimativi per ciascuna, si vennero ad inferire li seguenti risultati che possono ritenersi sufficientemente attendibili sulla pressione cui andrebbero assoggettati i materiali nei piedritti infra indicati, e ciò supponendo il caso più semplice, e certamente più favorevole, che il peso delle opere sovraespote venga a distribuirsi in modo uniforme sulla superficie complessiva che presentano le sezioni orizzontali dei piedritti stessi posti nel perimetro interno dell'edifizio e sorreggenti il peso della cupola e di una parte delle gallerie attinenti, e supponendo il doppio caso del compimento della cupola fino all'apertura superiore soltanto, ovvero del completamento dell'edifizio secondo il Progetto colla sovrapposizione alla cupola della triplice lanterna o cupolino ornato con colonne.

Pressione in chilogrammi per ogni centimetro quadrato della sezione orizzontale complessiva dei piedritti seguenti:

	Senza cupolino	Con cupolino
1. Sulla base dei pilastri in mattoni del terzo ordine, cioè sotto la cupola . . .	32,4	38,05
2. Sulla base dei pilastri in mattoni del secondo ordine in corrispondenza della galleria esterna	36,7	42,8

3. Sulla sommità o sezione minima delle colonne di pietra da taglio	72,2	78,3
4. Sulla base o sezione massima delle stesse colonne	57,6	62,3
5. Sulla base dei pilastri in mattoni poggianti sul pavimento del Tempio . .	40,6	43,9
6. Sulla base dei pilastri in mattoni del piano inferiore o primo	39,0	42,00
7. Sulla base dei pilastri in mattoni del pian terreno	37,0	40,00
8. Sulla base dei pilastri in mattoni del sotterraneo	32,0	34,00

Per giudicare i gradi di influenza che i risultati surriferiti debbono avere sul criterio intorno alle condizioni di stabilità dell'edificio, importa conoscere la qualità e provenienza dei materiali impiegati nelle murature, ed il limite di pressione cui possono assoggettarsi secondo le prudenti regole d'arte.

Le qualità e provenienze dei materiali sono le seguenti:

I mattoni di cui è costituita essenzialmente la muratura sono di formazione ordinaria, di buona cottura, detti scelta mezzanella forte, e forniti dalle fornaci di Vinovo;

Le pietre da taglio intercalate nella muratura in mattoni, dette *ligati*, lavorate a grossa punta, provengono dalle cave di S. Giorgio, di Bussolino e di Luserna;

Le pietre da taglio di cui constano le colonne del primo ordine, lavorate esternamente a punta, composte di N. 14 a 25 pezzi cilindrici, con altezza nei limiti di 0,15 a 0,80, vennero fornite dalle cave di Bussolino ed in parte anche dal Malanaggio;

La calce impiegata nella malta per la muratura fuori terra venne tratta dalle fornaci di Lavriano.

A determinare la resistenza alla pressione presumibile di questi materiali, tornano mirabilmente acconcie

le esperienze molteplici ed accurate eseguite in questo Arsenale militare dal chiarissimo generale Cavalli, quali vennero consegnate nella Memoria inserita negli Atti dell'Accademia delle Scienze di Torino nel tomo 19°, serie 2^a, anno 1859.

Queste sperienze sembrano tanto più autorevoli ed attendibili, in quanto che si riferiscono a materiali della stessa precisa provenienza e ad altri di qualità identica.

Si è dalla citata Memoria che venne desunto lo specchio *A* dei documenti annessi alla presente Relazione.

Altri e più recenti sperimenti eseguiti nello stesso Arsenale, in dicembre 1869, dalla Direzione dei lavori pel traforo del Moncenisio, su mattoni di sceltissima qualità, sperimenti gentilmente comunicati dall'ingegnere comm. Massa, vengono in conferma delle risultanze precedenti, siccome si desume dallo specchio *B* dei documenti.

Comunque i sottoscritti non disconoscano le differenti condizioni in cui trovansi i materiali sottoposti negli sperimenti alla pressione isolatamente, ovvero assieme diligentemente connessi e collegati con buona malta a formazione di piedritti; comunque possa essere vario il criterio degli autori più stimati (vedi la nota *C* nei documenti) sul limite da adottarsi nella pressione pei materiali impiegati nelle costruzioni massime murarie, a fronte delle pressioni che negli sperimenti producono avaria o schiacciamento, e ciò a seconda del carattere o destinazione dell'edifizio; comunque, e giova ripeterlo, sia innegabile la diligenza e maestria eccezionale che si osserva nella scelta e nella disposizione dei materiali nelle costruzioni in questione; a fronte dei risultati surriferiti i sottoscritti non dubitano di dichiarare che, a loro giudizio, le condizioni di stabilità in ordine alla resistenza dei materiali alla pressione nel Tempio Israelitico, quando compiuto secondo il Progetto, debbono

ravvisarsi al certo arditissime ed inferiori a quelle che vennero ammesse, e sogliono ammettersi nelle costruzioni monumentali (vedasi fra gli allegati lo specchio *F*). Ed in questo giudizio i sottoscritti si trovano tanto più confermati, inquantochè non sanno dissimularsi esser lungi dal verificarsi l'ipotesi favorevole assunta dell'uniformità della pressione sulla totalità dei piedritti e colonne, quando maggiori pesi possono aggiungersi nel caso del compimento e dell'esercizio dell'edifizio, mentre minore è la resistenza della malta relativamente ai mattoni ed alle pietre da taglio* fra cui è disposta pel collegamento, e minore debbe altresì considerarsi la resistenza della pietra delle colonne del primo ordine, inquantochè costituita in più pezzi aventi un'altezza ragguardevole rispetto al loro diametro.

D'altra parte volendosi, giusta il savio consiglio del Cavaliere " valutarci tutte quelle riprove della stabilità " che vengono desunte dal confronto del subbietto con " quei monumenti dell'arte, i quali hanno dato lungo " saggio della loro solida costruzione „ e riferendosi ai rilievi e calcoli fatti dal Rondelet ed ammessi dai più autorovoli scrittori delle scienze di costruzione; si trovano pel Tempio in questione due distinte riprove della relativa maggiore arditezza e della inferiore stabilità sopra dichiarate.

Difatti, confrontando i risultati surriferiti ottenuti sulle pressioni sopportate dai piedritti del Tempio Israelitico con quelli registrati nello specchio *D* dei documenti, emerge che ben minore è la pressione cui sono assoggettati i materiali di piedritti nei cospicui edificii ivi ricordati, e che ritengonsi fra i monumenti i più arrischiati; e considerando che il rapporto fra la somma delle sezioni dei piedritti alla base del pavimento del Tempio e la superficie icnografica del Tempio stesso è di mq. 83,50 : 1536 64, cioè di 0^m,054, si troverà un tale

risultato ben meschino rispetto a quelli segnalati dallo specchio *E*, e quindi nuovamente confermato il giudizio sopra dichiarato (vedasi lo specchio *F*).

Volendosi ora indagare la condizione di stabilità dell'edifizio in ordine alle spinte, si osserva che comunque, secondo venne sopra enunciato, ne sia ben altrimenti difficile lo accertamento per l'impossibilità di mettere in giusto computo tutte le circostanze ordinarie ed eventuali che possono influire sull'azione delle spinte e sulla resistenza di coesione dei varii materiali; tuttavia i sottoscritti non dubitano di dichiarare che, a loro giudizio, anche sotto questo rapporto, le condizioni di stabilità dell'edifizio in questione presentano un'imponente gravità pel fatto dell'esilità delle dimensioni assegnate ai piedritti e vòlti, e specialmente pel fatto del congegno, della struttura e forma invero eccezionali e straordinarie che vennero ideate ed attuate nelle disposizioni delle parti stesse: ed in questo giudizio i sottoscritti sono confermati dalli indizii di salienti avarie che si rivelano nello stadio attuale dei lavori in varie parti dell'edifizio, e segnatamente agli angoli nelle quattro vòlte a cupola sulle quali sorgono i pilastri sorreggenti i costoloni esterni d'angolo della grande cupola del Tempio, ove le avarie dovute alle forze simultanee di pressione verticale e di spinta sono notevolmente più gravi.

Sottoscritti:

BARNABA PANIZZA, *Architetto*;
 AMEDEO PEYRON, *Ingegnere*;
 A. MAZZUCCHETTI, *Ingegnere*;
 REZZONICO ANTONIO.

L'altro dei componenti la Commissione sottoscritto, ha il rammarico di doversi separare dagli egregi suoi colleghi per i seguenti motivi:

1° Che i calcoli e le indagini istituite dalla Commissione nell'intento di riconoscere le condizioni del nuovo Tempio Israelitico, in relazione alle pressioni verticali ed alle resistenze allo schiacciamento, parrebbe allo scrivente dovessero persuadere: che per questo rispetto non possa aversi alcuna fondata ragione di dubitare della stabilità di quell'edificio; così nell'attuale di lui stato, come allora che il medesimo fosse portato a compimento secondo il Progetto.

2° Che nel difetto di sufficienti studii da parte della Commissione, per potere apprezzare col dovuto rigore e colla necessaria precisione le condizioni statiche di quell'edificio, in relazione alle spinte ed al sistema delle resistenze opposte alle medesime, lo scrivente si sente abbastanza rassicurato al riguardo sia dall'assenza di qualsivoglia indizio di cedimento, ai suoi occhi abbastanza rilevante, anche dopo che quell'edificio è lasciato da assai anni in uno stato di inesplicabile abbandono; sia dalla somma diligenza, e dalla singolare maestria colle quali quell'edificio è stato congegnato e fin qui costruito; e sia finalmente dalla propria fede nel robusto e provato ingegno, nell'antica e gloriosa pratica del chiarissimo Autore, e mallevadore del medesimo.

Sottoscritto

S. Ing. SPURGAZZI.

SPECCHIO A. — Sperimenti Cavalli.

INDICAZIONE DI MATERIALI SPERIMENTATI	DENSITÀ	PESO per centimetro quadrato che determini		Osservazioni
		avaria	schiaccia- mento	
Gneis di S. Giorgio	2667	»	537	Vena verticale.
» » » » »	2630	343	693	» »
» S. Basilio	2640	1032	1128	Vena orizzontale.
» S. Antonino e Villarfo- chiardo (media)	2647	»	850	» »
Pietra di Bussolino (Susa)	2631	587	570	» »
» Foresto	2832	771	864	Ridotta in polvere.
» » » » »	2811	»	1029	» »
Pietra di Villarfochiardo	2630	280	788	Ridotta in parti lamel- lari.
» » » » »	2631	810	1047	» » »
Pietra del Malanaggio	2631	»	753	Stratificazione orizzon- tale.
» » » » »	2786	»	591	» »
» » » » »	2788	555	1006	» »
» » » » »	2786	681	795	» »
» » » » »	2738	856	946	» »
» » » » »	2767	474	821	» »
» » » » »	2761	626	846	Stratificazione verticale.
Pietra di Luserna	2614	625	1050	» »
» » » » »	2613	510	833	» »
» » » » »	2612	609	792	» »
Mattoni di Vinovo	1514	76	102	» »
» » » » »	1558	56	93	» »
» » » » »	1576	36	49	» »
» » » » »	1653	171	171	» »
» » » » »	971	107	117	» »
» » » » »	1610	161	200	» »
» » » » »	1587	132	132	» »
» » » » »	1050	64	64	» »
» » » » »	1569	158	232	» »
Mattoni della Loggia	1644	81	122	» »
» » » » »	1608	89	100	» »
» » » » »	1656	108	110	» »
» » » » »	1621	105	108	» »
» » » » »	1634	136	173	» »
» » » » »	1608	114	157	» »
» » » » »	1629	123	162	» »
» » » » »	1601	140	147	» »

INDICAZIONE DI MATERIALI SPERIMENTATI	DENSITÀ	PESO per centimetro quadrato che determini		Osservazioni
		avaria	schiacciamento	
<i>Segue</i> Mattoni della Loggia . .	1711	120	141	Posta fuori del suolo. A due metri sotto il suolo e mattoni orizzontali. Mattoni collocati trasversalmente.
» » » . .	1598	97	107	
Muratura in mattoni vecchi da mediocre consistenza	1873	52	61	
» » »	1845	54	54	
» » »	1906	26	32	
» » »	1856	46	71	
MEDIE.				
Per le gneis di S. Giorgio, S. Basilio e S. Antonino		687	802	
Per le pietre di Bussolino, Foresto, Villarfocchiardo		612	859	
Per la pietra del Malanaggio		639	822	
Per la pietra di Luserna		581	891	
Pei mattoni di Vinovo		56	81	
» » »		134	153	
» della Loggia		111	133	
Per le murature di mattoni di mediocre consistenza		44	54	

SPECCHIO B.

Sperimenti eseguiti dall'ingegnere Massa nel 1869.

INDICAZIONE DI MATTONI SPERIMENTATI	PESO per centimetro qua- drato che produsse rottura	Osservazioni
1° Mattoni di Beinasco. Fornace Crida e Malcotti colle dimensioni di $0,245 \times 0,13 \times 0,073$		
N° 1	141 32	Il peso operò sul $\frac{1}{3}$ circa della superficie.
» 2	156 98	Screpolato sopra uno spi- golo,
» 3	188 38	Rotto circa $\frac{1}{3}$ della su- perficie.
» 4	163 39	Piccola traccia sopra uno spigolo.
» 5	180 84	Sfracellato.
» 6	188 38	Senza traccia di avarie.
» 7	204 09	» » »
2° Mattoni di Costigliole di Saluzzo. Fornace Desio. Rossi o scelti colle dimensioni di $0,274 \times 0,122 \times 0,065$		
Idem. . . .	122 78	Sgretolamento superficiale.
Idem. . . .	134 06	Rotto sur un lato.
Ferrioli	126 10	Rotto alla superficie.
Mezzanella forte	72 59	Piccola avaria in una testa.
Idem	82 96	Rotto in una testa.
Idem	121 12	Rottura di una placca di ghisa della macchina.
3° Mattoni della Madonna del Pilone della Fornace Chinaglia, dimensioni $0,255 \times 0,127 \times 0,071$		
. . . .	103 13	Piccolo segno sopra una testa.
. . . .	105 60	Rotto.
. . . .	117 33	Rottura in una testa.
. . . .	128 14	Rottura su tutta la su- perficie.
. . . .	129 73	Rotto d'un colpo.
Con marca di fabbrica, dimensioni $0,254 \times 0,125 \times 0,065$		
. . . .	157 48	Rotto su tutta la super- ficie.

NB. I mattoni erano compressi fra due placche di ghisa e rivestiti con uno strato di cemento della Porte-de-France, della spessezza di otto millimetri; la difficoltà di mantenere le placche parallele produsse le pressioni non uniformi su tutte le superficie pei mattoni N° 1 e 2. Il parallelismo delle placche venne conservato meglio pei mattoni N° 3, e così la pressione risultò uniforme.

NOTA C.**Opinioni diverse sul limite da adottarsi per le pressioni dei materiali negli edifizii rispetto ai pesi che ne producono lo schiacciamento.**

CAVALIERI suggerisce per i materiali in genere il limite della *metà del minimo peso* che risultò dalli sperimenti *produrre avarie*; così per mattoni chil. 20 per centimetro quadrato; per la malta di calce coll'arena fluviale chil. 15; per la malta di calce e pozzolana chil. 17.

CLAUDET suggerisce che nella pratica il limite del peso debba essere *dal sesto al decimo* di quello che produce rottura, e minore anche *pei vólti*.

MORIN suggerisce che nelle costruzioni ordinarie le murature in *pietra da taglio* debbono assoggettarsi al ventesimo del peso che produce lo *schiacciamento*, e porta a *chil. 15 per centimetro quadrato il limite della* pressione per mattoni duri e molto cotti.

ROFFIAEN suggerisce di limitare le pressioni al ventesimo del *peso ordinario che produce schiacciamento*.

NAVIER suggerisce per la pietra da taglio il limite del decimo e minore nel caso di colonne e pilastri.

SPECCHIO D.**Pressione per centimetro quadrato nei piedritti di costruzioni arrischiate secondo i rilievi e calcoli di RONDELET.**

Piloni della cupola di S. Pietro a Roma	chilog.	16 36
» » S. Paolo in Londra	»	19 36
» » Santa Genovieffa in Parigi	»	29 44
» della Torre di Santa Meroveo in Parigi	»	29 40
Colonne di S. Paolo fuori delle mura di Roma	»	19 76
» della Chiesa di Ognissanti in Angers	»	44 28

SPECCHIO E.

Rapporto fra la somma delle sezioni dei piedritti, e la superficie iconografica in parecchi edifici secondo i rilievi e calcoli del Rondelet.

DENOMINAZIONE DEGLI EDIFICI	Sezione complessiva di piedritti	Superficie iconografica	RAPPORTO
Cupola dell'Ospizio degl'Invalidi a Parigi	724	2695	0,268
Duomo di Milano	1986	11696	0,163
Panteon in Roma	739	3182	0,231
Tempio di S. Pietro in Roma	5612	21103	0,261
» S. Paolo in Roma, fuori delle mura	1176	9899	0,112
» Santa Sofia a Costantinopoli	2097	9591	0,217
» Santa Maria del Fiore a Firenze	1583	7881	0,201
» S. Paolo a Londra	1330	7809	0,170
» Santa Genovieffa a Parigi	861	5594	0,154
» San Sulpizio »	848	5647	0,151
» Notre Dame »	816	6259	0,140

SPECCHIO F.

Limite da adottarsi pelle pressioni sui materiali negli edifici per ogni centimetro quadrato della sezione orizzontale dei piedritti, secondo gli autori menzionati nella Nota C.

Nel Tempio Israelitico e nelle varie località accennate nella Relativa tabella inserta nella relazione, si hanno per le muraure e per ogni centimetro quadrato le seguenti pressioni.

		Senza cupolino		Con cupolino
Cavalieri pei mattoni Cg.	20 00			
Id. pel cemento di calce »	15 00			
Claudet ammette dal sesto al decimo del peso, e così ritenuto che il peso producente rottura sia di Cg. 150 ne deriva che il sesto è di Cg.	15 00			
il decimo Cg.	25 00			
Roffiaen dà il ventesimo della pressione, e così . . . Cg.	7 50			
Morin ammette . . . Cg.	15 00			
Cavalli — Per la muratura di mattoni di mediocre consistenza avendosi dalle esperienze Cavalli che il peso producente schiacciamento è di Cg. 54 ammesso anche il sesto secondo Claudet si avrebbe il limite del peso a sovrapporsi in Cg.	9 00			
Media delle pressioni per centimetro quadrato nelle costruzioni arrischiate di cui nello specchio D . . Cg.	22 86			
Sui pilastri del 3° ordine sotto la cupola Cg.		32 40		38 50
Sui pilastri inferiori del 2° ordine Cg.		36 70		42 80
Sui pilastri poggianti sul pavimento del tempio . . . Cg.		40 60		43 90
Sui pilastri del piano inferiore . . Cg.		39 00		42 00
Sui pilastri del piano terreno . . . Cg.		37 00		40 00
Sui pilastri del piano sotterraneo . Cg.		32 00		34 00

Osservazione. Dal confronto dei dati sovra registrati risulta che i piedritti in muratura nel Tempio Israelitico sono gravati in media di *più del doppio* di quanto viene ammesso dai più distinti autori che trattarono di statica degli edifici, e risulta pure che il peso imposto ai piedritti del Tempio suddetto è mediamente quasi doppio di quello di cui trovansi gravati li piedritti dei più importanti e rinomati edifici quali sono quelli accennati nello specchio D.

**Rapporto tra la somma delle sezioni orizzontali dei
piedritti e la superficie iconografica dei seguenti
edifici**

Vedi specchio E.		
Cupola della Chiesa degli Invalidi a Parigi	0 268	
Duomo di Milano	0 163	
Panteon in Roma	0 231	
Tempio di S. Pietro in Roma . . .	0 261	
» S. Paolo, in Roma, fuori delle mura	0 112	
» Santa Sofia a Costantinopoli	0 217	
» Santa Maria del Fiore a Firenze	0 201	Tempio Israelitico 0 054
» S. Paolo a Londra . . .	0 170	
» Santa Genovieffa a Parigi .	0 154	Osservazione. Questo rapporto non raggiunge il terzo di quanto in media si riscontra nei varii edifici qui vi menzionati.
» S. Sulpizio » . .	0 151	
» di Notre Dame » . .	0 140	
Totale	2 068	
Media	0 187	

RELAZIONE
all' Onorevole Commissione d' Ornato

DELLA

Città di Torino.

All'onorevole Commissione d'Ornato della Città di Torino

Torino, 23 dicembre, 1873.

Con lettera dell'illustre signor Sindaco di questa città, in data del 17 ottobre ultimo scorso, N. 1083, i sottoscritti venivano invitati come Membri straordinari aggiunti alla Commissione di Ornato Municipale, allo scopo di *Esprimere il proprio parere sulla Relazione presentata da una Commissione speciale, stata eletta per riconoscere la solidità o non della parte costrutta del Tempio Israelitico, erettosi in questa città, e la capacità di tal parte costrutta a sopportare le costruzioni complementari, progettate dal distinto autore architetto Antonelli.*

In esito a tale delicato ed onorifico incarico, i sottoscritti, ai quali furono rimesse tutte le pratiche antecedentemente incorse sull'argomento, previo diligente esame delle medesime e specialmente della pregevole Relazione citata, e previo uno studio accurato delle condizioni attuali dell'edificio, mediante ripetute e diligenti visite in luogo e matura discussione, si credono ora in grado di emettere il seguente giudizio.

Gli egregi periti, signori Peyron, Panizza, Mazzucchetti e Rezzonico; autori della suddetta Relazione, nella quale non ebbero concorde il voto del quinto perito, signor Spurgazzi, divisero assai opportunamente lo studio della quistione in due parti distinte. Considerarono cioè separatamente la stabilità del Tempio Israelitico in ordine alla sua resistenza allo schiacciamento ed in ordine alla sua resistenza contro le spinte orizzontali, ed essendo venuti, sopra dati sperimentali e studii comparativi diligentemente raccolti, alla conclusione che l'edifizio presenta una deficienza di stabilità in ordine alla prima ricerca, credettero superfluo di scendere a particolareggiate dimostrazioni per mostrare la debolezza della struttura, anche per rispetto alla seconda, specialmente perchè ciò avrebbe richiesto delle ricerche e dimostrazioni analitiche, sopra dati troppo complessi e di difficile accertamento.

I sottoscritti, procedendo col medesimo ordine, dichiarano anzitutto, di accettare integralmente i diligenti calcoli istituiti dai periti medesimi, a riguardo dell'entità e distribuzione delle pressioni verticali, sulle diverse parti della fabbrica, come pure i risultati sperimentali dai medesimi citati sopra i materiali impiegati nella sua costruzione.

Secondo tali dati, la massima pressione sopportata per ogni centimetro quadrato, dalle colonne e dai pilastri più gravati dell'edifizio, sarebbe per le parti in mattone di chilogrammi 40,6 senza cupolino, e di chilogrammi 43, 90 col cupolino, e per le parti in pietra di chilogrammi 72, 02 senza cupolino, e chilogrammi 78, 30 col cupolino.

Ora, dallo specchio annesso alla Relazione citata, come allegato *A*, il quale comprende le esperienze sulla resistenza allo schiacciamento, istituite dall'illustre Cavalli, nell'arsenale militare di questa città, sopra ma-

teriali d'identica provenienza di quelli adoperati nel caso concreto, si ha pei mattoni di Vinovo, ommessi per prudenza, il massimo ed il minimo dei valori esposti, come risultati, sui quali ponno avere influito circostanze eccezionali, la resistenza media di chilogrammi 126 per ogni centimetro quadrato.

D'altra parte, per riguardo alla pietra di S. Giorgio, di Bussolino e di Luserna, la resistenza media risultò di chilogrammi 749 pure per centimetro quadrato.

La resistenza quindi allo schiacciamento dei mattoni sarebbe tripla dello sforzo a cui sono nel Tempio Israelitico cimentati, e la resistenza della pietra sarebbe decupla.

Questi fatti palesano per questo titolo l'arditezza dell'architetto Antonelli nel concepire il suo Progetto, arditezza che toccherebbe i limiti della temerità, qualora non fosse stata accompagnata da una insuperabile diligenza di costruzione, sia nella scelta che nella posa dei materiali, sia nella qualità come nella manipolazione dei cementi.

I sottoscritti non conoscono difatti alcun edificio, fra quelli che furono esaminati in relazione al rapporto fra la resistenza assoluta dei loro materiali e le pressioni effettive che sopportano, dagli scrittori di statica architettonica, il quale si trovi in condizioni così eccezionali di resistenza. Oltre quelli già citati dalla suddetta Relazione, lo stesso Duomo di Milano che è annoverato fra le più ardite costruzioni monumentali e la cui guglia principale, sorretta da soli quattro pilastri, raggiunge come è noto l'altezza di metri 112, stando ai calcoli istituiti dal Boscovich, non produrrebbe una pressione superiore a chilogrammi 42 per centimetro quadrato mentre la resistenza del materiale impiegato (Sarizzo) sarebbe di circa chilogrammi 250 pure per cent. quad., cosicchè la resistenza assoluta sarebbe se-

stupla di quella cimentata, qualora i sostegni fossero monoleti, e sarebbe tuttavia almeno il quintuplo quando si voglia tener conto del fatto della loro costruzione a piccoli strati e del rapporto fra l'altezza loro ed il diametro.

Convienè altresì notare, che nei computi delle pressioni unitarie, istituiti dall'egregia Commissione nominata, essa non tenne conto dei carichi accidentali. Ora questi carichi, dovuti alle 1700 persone che, giusta la Relazione del chiarissimo Architetto, dovrebbero gravitare sul pavimento del Tempio e sopra i suoi vari ordini di loggie interne, produrrebbero un altro aumento di pressione, oltre quello dovuto al peso dei materiali costituenti la fabbrica; e ciò anche non tenendo calcolo dei carichi eventuali dovuti alla neve ed al vento.

I sottoscritti non ponno negare che questa condizione di cose presenta un carattere allarmante.

D'altra parte però, vi sono argomenti contrari che valgono a tranquillizzare l'animo e ad indurre sotto questo rapporto ad una conclusione meno recisa di quella formulata dalla maggioranza della Commissione citata.

Un argomento di fatto consiste in ciò che la fabbrica stessa non presenta alcun indizio di cedimento, nè lesione alcuna, la quale possa attribuirsi a mancanza di solidità sotto questo aspetto o ad una ripartizione non uniforme delle pressioni, quantunque sia noto che durante la costruzione il peso dei materiali e dei cementi venisse notevolmente aumentato per l'umidità dovuta alle intemperie, in causa del lungo periodo di tempo in cui l'edificio rimase allo scoperto e specialmente dovuta all'uso necessario dell'acqua per l'impasto dei cementi e la bagnatura dei mattoni, e sebbene non sia neppure ora coperta d'intonaco, il quale

contribuisce efficacemente, come è noto, a preservare le murature dalle degradazioni provenienti da influenze atmosferiche.

Altri argomenti militano poi in favore della sufficiente stabilità dell'edificio sotto questo rapporto; tanto gli autori, quanto i pratici costruttori sono d'accordo nel ritenere che il coefficiente di resistenza allo schiacciamento di un materiale qualunque, cresca coll'aumentare della sezione trasversa del materiale, e che perciò la resistenza di una muratura a notevoli dimensioni trasverse, debbe ritenersi di molto superiore a quella offerta da esperimenti istituiti sui singoli materiali componenti, a dimensioni piccole.

Quantunque tale aumento di resistenza non sia stato finora sperimentalmente determinato, è però certo che deve influire notevolmente sulla stabilità dell'edificio in questione. E se ne ha anzi una prova di fatto nella stessa fabbrica, dall'assenza di qualunque indizio di deformazioni permanenti, mentre se il carico unitario a cui sono sottoposti i mattoni dei suoi pilastri più gravati (chil. 40, 6 per cen. q.) raggiungesse effettivamente il terzo del coefficiente di rottura, non v'ha dubbio che si dovrebbero manifestare dei cedimenti permanenti, come risulta in modo certo, da esperienze istituite sui materiali da costruzione.

Un altro argomento favorevole risulta infine dall'osservazione di molti edifici religiosi del Medio Evo che effettivamente non furono peranco studiati per riguardo al rapporto fra i carichi che li aggravano ed il loro carico di rottura, ma che presentano però tutti i caratteri di uno straordinario ardimento, sebbene d'altra parte sussistano intatti da parecchi secoli, e debbono perciò possedere un sufficiente grado di stabilità ad onta di una mancanza di solidità apparente.

Nè tornerà poi inutile il citare qui il fatto di una

costruzione la quale presenta il medesimo arditissimo rapporto di stabilità di quello apparente nel Tempio Israelitico. Tale fatto riguarda i calcoli istituiti da uno dei sottoscritti sopra i pilastri che costituiscono le pile del ponte ferroviario sul Mincio a Peschiera, costrutte in pietra di Verona. La pressione per centimetro quadrato di sezione trasversa, calcolata dietro i soli carichi permanenti, risultò in esso di chilog. 180, mentre da esperienze istituite da altro dei sottoscritti sopra pietre di eguale natura e provenienza, risulterebbe che la resistenza allo schiacciamento di tale materiale non supererebbe i chilog. 540 per centimetro quadrato. Ecco dunque un esempio di costruzione tuttavia esistente, sulla quale scorre ogni giorno la locomotiva, in cui il rapporto tra il carico effettivo e la resistenza è del terzo, come apparirebbe nel Tempio Israelitico. Conviene però notare che nel ponte citato, che certamente non fu costruito con quella singolare accuratezza che si ammira nell'edificio in questione, la straordinaria pressione ebbe a produrre la rottura di alcuni cunei, che dovettero essere cambiati con altri dello stesso materiale, dopo di che non ebbe a manifestarsi alcun altro inconveniente. Quando si considera la maggior durezza alle intemperie e la migliore attitudine delle murature di mattoni a ripartire i carichi in modo uniforme, e quindi le garanzie che esse offrono di maggior durata, per la quale furono in ispecial modo lodate fin da Vitruvio, si può con fondamento sospettare che se le pile del ponte citato fossero state costruite in mattoni collo stesso rapporto di resistenza e con quelle maestrie già più volte lodate nell'edificio attuale, non si sarebbero prodotte, nemmeno sotto l'esposto carico, le lesioni accennate.

Tutte le esposte considerazioni inducono i sottoscritti ad ammettere e dichiarare che quantunque il Tempio

Israelitico non abbia a questo riguardo quella abbondanza di stabilità che valga ad assicurargli una lunghissima durata, possiede ciò nonostante un grado di sicurezza sufficiente a non provocarne la demolizione.

Procedendo ora alla seconda parte della presente ricerca, la quale si riferisce all'effetto delle spinte sull'edificio di cui trattasi, conviene anzitutto far precedere una succinta descrizione della forma e struttura della vòlta a cupola coprente il Tempio e costituente l'elemento essenziale da considerarsi in questo caso.

Tale cupola a base quadrata è una vòlta a padiglione o a schifo, assai rialzata, troncata superiormente da un'apertura per un lucernario. Essa è costituita da due sottilissimi involucri *aaa*, *bbb* (vedi il tipo in elevazione) concentrici, collegati tra loro mediante costoloni sfiorati, richiamanti le forme delle centinature metalliche. L'involucro interno è poi ulteriormente rinforzato da una serie di nervature oblique *ddd* che si incrociano fra loro diagonalmente lungo il suo intradosso, in modo da formare colle loro intersezioni una serie di rombi.

Di tali due involucri, quello interno appoggia direttamente sopra un filare quadrato di colonne e pilastri a tre ordini sovrapposti, riuniti da piattabande, e che sorgono dal pavimento del Tempio, mentre l'involucro esterno appoggia in falso sopra le reni di una serie di arcate *eee*, il cui intradosso presenta l'aspetto di una curva catenaria.

Il lato del quadrato interno di detta vòlta, da colonna a colonna, è di metri 26,30; il raggio di curvatura dell'involucro interno, dedotto dal tipo accennato, è prossimamente di metri 32; l'altezza del piano d'imposta della vòlta a quello di posa del lucernario apparirebbe dallo stesso disegno di metri 24 circa, e la bocca del lucernario stesso è di metri 5 in quadro. Lo spessore di ciascuno degli involucri è di metri 0,12, e la distanza

Vedi
pag.
della rubrica
Caselli

dall'uno all'altro di metri 1,60; lo spessore dei costoloni sforati, costruiti pure in muratura, è di metri 0,40, ed il loro numero è di 4 per ciascun lato, oltre ad uno diagonale su ciascun angolo, per cui risultano distanti fra loro di metri 5,46 da mezzo a mezzo. Le nervature salienti lungo l'involucro interno, formate a tre riseghe, sono in numero di 4 per ciascuno spicchio della vòlta, ed hanno la lunghezza di metri 0,69 e lo spessore massimo di metri 0,36.

Tale orditura è poi munita di parecchie serie di chiavi in ferro non apparenti, le quali ne collegano e rinforzano separatamente le varie parti, senza per altro contribuire alla resistenza dell'insieme.

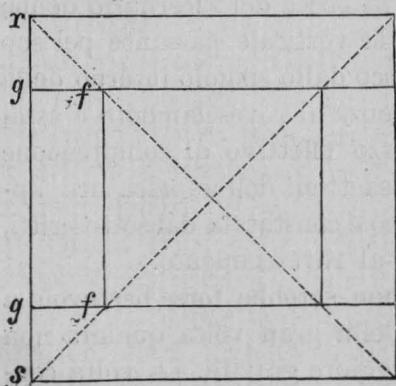
La vòlta costruita, dalla quale furono desunti la sua composizione e gli spessori menzionati, non è peranco terminata, poichè presenta superiormente un'apertura quadrata del lato di metri 13,60 circa, invece dei metri 5 che sarebbe il lato del lucernario secondo il disegno. Essa non presenta d'altra parte dimensioni conformi al disegno medesimo, poichè dalla sommità al suo piano d'imposta misura l'altezza di metri 32 circa, mentre dal disegno accennato la sua altezza totale risulta solo di metri 24; nè a questa sola si riducono le differenze fra il fatto ed il disegno, ed è perciò lecito congetturare che il distinto Architetto abbia, all'atto della costruzione, introdotte delle varianti sul Progetto primitivo.

La parte costruita è provvisoriamente coperta da tavole di legno. L'impalcatura, composta di una serie di ritti che sorgono dalla base dell'edificio, e divisa in molti piani mediante diversi ordini di travi orizzontali, mentre ha servito per la progressiva elevazione della fabbrica, offre altresì varie serie di puntelli orizzontali ed obliqui serrati contro l'involucro interno a sostegno delle centinature o dime determinanti la sua curvatura.

Dalla breve descrizione esposta sulla natura geome-

trica della vòlta in questione, risulta ch'essa non appartiene nè al tipo delle vòlte di rivoluzione, come la vela e quella a tazza, nella quale ciascuna sezione orizzontale formando un anello circolare, le spinte vengono in parte elise dal contrasto reciproco dei cunei nel senso orizzontale, e neppure alle vòlte a nervatura come le crociere in cui le pressioni e le spinte sono concentrate sopra un numero limitato di punti, vòlte queste che non saprebbero reggersi qualora non fossero riunite o contrastate al loro vertice da una resistenza orizzontale.

Se si considera, in ciascuno dei quattro spicchi, come



r s f f della vòlta completa la porzione intermedia, corrispondente alla larghezza del lucernario *f g f g*, si comprende a prima vista che, cadendone il centro di gravità fuori della base, essa tende a rovesciarsi all'indietro. A tale sforzo non opporrebbe un sufficiente con-

trasto nè l'ingegnosa costruzione dei costoloni, nè la resistenza dovuta all'adesione delle malte impiegate.

Si potrebbe, per ovviare a questo pericolo, armare la bocca del lucernario mediante un'intelaiatura rigida orizzontale che servisse di contrasto a tale conato. Ma in allora le due zone opposte, trattenute alla sommità, sarebbero insieme nelle condizioni di un arco ogivale, il quale, com'è noto, si rialzerebbe alla chiave quando venga aggravato di un carico alle reni.

L'aggiunta di un cupolino, posto al disopra del lucernario, eviterebbe, non v'ha dubbio, l'inconveniente accennato, tanto più che nel caso presente il pericolo non potrebbe risultare che dall'azione del vento limitata

ad uno degli spicchi della vòlta, ma d'altra parte tale aggiunta, quando avesse un peso eccessivo, presenterebbe un serio pericolo di gonfiamento alle reni.

D'altronde è facile arguire la difficoltà di calcolarne esattamente il peso necessario, perchè dovuto a sforzi la cui intensità e direzione riesce di valutazione troppo incerta.

Nè può opporsi alla necessità del ripiego menzionato il fatto della sussistenza attuale della vòlta eseguita, poichè da una parte, nella porzione costruita, la cui altezza sarebbe di poco superiore ai tre quarti dell'altezza totale, ritenuto che la bocca del lucernario debba ridursi a metri 5 di lato, la verticale passante pel suo centro di gravità esce di poco dallo spigolo interno della base, e quindi la sua tendenza al rovesciamento è assai piccola, e dall'altra lo sforzo effettivo di compressione che sopportano alcuni dei saettoni dell'impalcatura appoggiati all'involucro interno e constatata dai sottoscritti, oppone un'altra resistenza al rovesciamento.

Ma l'argomento svolto non sarebbe forse bastevole a provocare la demolizione della gran vòlta qualora non ne sussistessero altri di maggiore gravità. La vòlta considerata non solamente, per quanto fu detto, ha poca stabilità in se stessa, ma è instabile altresì sulla sua base. Infatti, la risultante obliqua delle azioni agenti sui giunti di rottura, prolungata all'esterno, escirebbe dalla base. Sforzi di tale natura, che nelle vòlte circolari od a cupola vengono neutralizzati mediante anelli di ferro, lo dovrebbero essere nel caso presente da tiranti in ferro apparenti e da contrafforti esterni, come tanto sapientemente venne praticato nei monumenti di architettura ogivale, i quali offrono un'incontestabile solidità congiunta ad un aspetto di estrema leggerezza.

Ora, nel caso attuale, quella parte della fabbrica *b b*, che potrebbe dirsi il tamburo della cupola e che com-

prende i due ordini superiori, non presenta all'esterno altro contrafforte che il leggerissimo ballatoio a colonne *m m*, poggiato esso pure in falso sopra quella serie già citata di archetti aventi l'intradosso a foggia di catenarie. Tale ballatoio, formato da un ordine di colonnette, non può d'altronde presentare nè la resistenza nè il peso che sarebbero necessari a contrastare l'effetto delle pressioni oblique superiori.

Un altro argomento a rinforzo dell'assunto si deduce dal sistema di costruzione della parte superiore al primo ordine di colonne. Come scorgesi dall'icnografia dell'edificio e come fu già anche accennato, mentre l'involucro interno sorge sul vivo dell'ossatura del medesimo, quello esterno si appoggia sul fianco degli archetti accennati. Agli angoli poi, dove non esistono tali archi a catenaria *eee* e dove nasce una delle membrature diagonali menzionate, il pilastro portante l'intersezione di due spicchi della vòlta appoggia sull'orlo della troncatura d'una vòlta a vela. A contrastare in parte la spinta in tal modo sviluppata, sull'altro fianco di ciascuno dei detti archetti sorge pure a strabalzo, come fu già detto, una serie di colonne *m m* sormontate da cornice formante il ballatoio o galleria esterna già descritta.

Ora, questa singolare ed arditissima costruzione aggravante non uniformemente i fianchi dei suddetti archi a catenaria di un peso straordinario, già pose l'Architetto, durante il periodo della costruzione, nella necessità di ricostruirli parzialmente in chiave con muratura mista in granito e mattoni sceltissimi, come appare da una semplice ispezione e come risulta altresì dalla Relazione in data del 2 gennaio 1870, sottoscritta dall'architetto Carlo Gabetti. Ad onta di tale ristauro, i sottoscritti, dietro visita locale, ebbero a constatare che pressochè tutti gli archetti medesimi presentano delle

lesioni in corrispondenza ai punti ove appoggiano i pilastri che sorreggono l'involucro esterno della vòlta. Tali lesioni sono, a vero dire, poco appariscenti e mostrano di essere state suggellate accuratamente, ma esse ebbero in gran parte a riaprirsi, il che mostra come l'effetto della soverchia pressione non sia cessato e la loro insufficienza a resistervi. Il pericolo d'una rovina probabile della vòlta sarebbe ancor maggiore quando essa venisse compiuta e vi fosse sovrapposto un cupolino di dimensioni anche minori dell'ideato.

Finalmente non si può omettere di accennare a quelle serie di archi molto ribassati *nn*, impostati pure sui fianchi degli archetti a catenaria descritti, che l'Architetto, con troppo ardito concetto, ideò per sorreggere la parete esterna della fabbrica al disopra del ballatoio. Ciascuno di tali archi scemi avente alla chiave il solo spessore di metri 0,30 sorregge la parete col mezzo di due esili pilastrini *oo* che ne dividono la corda in tre parti uguali, e che per conseguenza appoggiano sul vuoto. Tali pilastrini a triplo ordine si elevano sino alla considerevole altezza di metri 11,30 e portano un triplice ordine di cornici architravate. Indipendentemente dalla natura eccezionale di tale costruzione, l'azione del peso dei pilastrini sull'estradosso di tali archi, sia per essere così ribassati, sia pel loro poco spessore, doveva produrre ed ha prodotto un generale abbassamento dei medesimi ed un distacco delle posteriori voltine appoggiate agli archi, con visibile rottura di mattoni.

Gli argomenti esposti mostrano ad evidenza il carattere instabile della vòlta attuale, il pericolo che presenterebbe il suo completamento e tanto più l'aggiunta di un peso ulteriore alla sommità.

Un edificio di carattere pubblico e monumentale come il Tempio Israelitico che, non ancora condotto a compimento, presenta, solamente in causa della vòlta, tali

gravi indizi di insufficiente solidità, non può condurre ad altro giudizio se non a quello a cui sono pervenuti i sottoscritti e che non esitano di proporre, la necessità cioè della demolizione della vòlta stessa.

Riassumendo ora le conclusioni a cui conducono tutte le considerazioni esposte e gli argomenti addotti, i sottoscritti, pur non convenendo nelle conclusioni della precedente Commissione sulla mancanza totale di solidità per deficienza di resistenza alle pressioni verticali, trovano di convenire colla stessa nel giudizio d'insufficienza di stabilità della vòlta, alla quale il distinto Architetto potrebbe sostituire un altro genere di copertura che, pur conservando all'edificio la sua indole monumentale, avesse a presentare i requisiti di quella stabilità che mancano alla presente.

In tal modo sarebbe conservato alla Metropoli piemontese uno dei suoi più rimarchevoli edifici, il quale, quando fosse eccedente i bisogni della Comunità Israelitica, potrebbe tuttavia essere utilizzato altrimenti, ad altro dei molteplici usi pubblici o municipali, che nello sviluppo attuale del progresso occorrono alle grandi città per Scuole, Borse, Tribunali, Musei, ecc.

I sottoscritti si pregiano di restituire gli atti ed i tipi riferentisi alla questione a loro trasmessi con lettera in data 13 novembre scorso dal Capo Ufficio dei lavori pubblici municipali.

Colla più distinta considerazione si rassegnano

Firmati: LUIGI TATTI.
C. CLERICETTI.

RELAZIONI ED APPENDICI

DEI SIGG. ING. TATTI E CLERICETTI

31 luglio 1874.

Onorevole Amministrazione

DELLA

UNIVERSITÀ ISRAELITICA DI TORINO

Torino, 31 luglio 1874.

In esito al mandato conferitoci col pregiato foglio del 23 febbraio ultimo scorso, N° 1062, ed alle cose convenute nella seduta del 22 dello scorso mese, tenuta negli Uffici di codesta Amministrazione, abbiamo l'onore di trasmettere alle SS. VV. la Relazione giustificativa del nostro operato, sulla questione del completamento di cotesto Tempio Israelitico.

Le SS. VV. potranno rilevare dalla lettura della medesima, come noi abbiamo cercato di svisce-

rare l'argomento in ogni sua parte per somministrare a cotesto rispettabile Consesso tutti gli elementi tecnici, estetici ed economici che possano guidarlo ad una soddisfacente soluzione dell'importante problema.

Oltre alla Relazione citata, coi relativi Allegati, ci faremo altresì un dovere d'inviare alle SS. VV. quella parte del modello, che basta all'intelligenza della struttura della cupola proposta, e la cui costruzione non potè venire sospesa perchè troppo inoltrata. Si è però tralasciato di far eseguire nel modello stesso, tanto il cupolino e le gugliette, quanto la struttura della vòlta interna, come era nostro primo intendimento. Abbiamo d'altronde cercato di supplire a tale mancanza, corredando la Relazione di varie tavole di disegno, sufficienti a dare un'idea abbastanza concreta del Progetto.

Nutriamo la fiducia che il nostro lavoro, varrà a persuadere codesta Onorevole Amministrazione della possibilità economica di mandare a compimento il nostro Progetto, che dal lato tecnico ed artistico presenta ogni necessaria garanzia di buona riuscita, a decoro di codesta Università e della città di Torino. Abbiamo all'uopo fatto fotografare diversi esemplari delle tavole N° 4, 5, 6 della Relazione, che ci faremo premura di trasmettere alle SS. VV. appena saranno pronte, onde vo-

gliano dare la massima pubblicità al nostro concetto, persuasi che l'opinione pubblica verrà a convincersi della opportunità del medesimo sotto ogni riguardo.

Colla massima considerazione abbiamo l'onore di sottoscriverci

Di codesta Onorevole Amministrazione

Sottoscritti:

Devotissimi

Ing. LUIGI TATTI,
Ing. Prof. C. CLERICETTI.

Spettabile Amministrazione

DELLA

UNIVERSITÀ ISRAELITICA

di Torino

Torino, 31 luglio 1874.

Con pregiato foglio del 22 febbraio p. p., N. 1062, i sottoscritti vennero incaricati di allestire un Progetto “ del modo di demolizione della cupola attuale, del “ coprimento dell'edificio con quel sistema che credessero “ più conveniente ed adattato all'uso cui è destinato, e “ d'ogni altra cosa necessaria a completare definitivamente quel fabbricato al punto di potere officiarvi “ dentro e ricevere in esso i religionari a fare le loro “ divozioni. „

In esito a tale onorevole incarico, che venne dai medesimi accettato, essi si accinsero al lavoro con tutta l'alacrità concessa dalle loro occupazioni e richiesta dall'importanza e difficoltà del mandato, ed appena ebbero concretate le loro idee sull'argomento e studiato un Progetto, si affrettarono, anche per corrispondere

alle ripetute sollecitazioni, a preparare un tipo ortografico ed una perizia sommaria descrittiva che ebbero l'onore di presentare allo Spettabile Consiglio in Torino, nell'apposita seduta del 22 giugno scorso, e che si fanno un debito di qui riprodurre insieme a tutte le occorrenti pezze illustrative onde pienamente chiarire il proprio concetto.

Era pure intenzione dei sottoscritti di completare il Progetto con diverse tavole planimetriche, sciografiche e di dettaglio che ne sviluppassero ogni particolare e di corredarlo altresì di un modello nella scala di $\frac{1}{20}$ onde dimostrare chiaramente in ogni suo dettaglio il sistema di costruzione per la difficoltà di tutto evidentemente esprimere con tipi geometrici, stante la struttura necessariamente complicata dell'assieme e delle sue parti, del che avutone affidamento verbale dall'Onorevole Presidente, ebbero a dare le opportune disposizioni esecutive. Contemporaneamente poi credettero necessario di procedere ad un nuovo ed accurato esame locale dell'edificio per accertarsi se le lesioni rimarcate in esso nelle antecedenti visite, massime agli appoggi ed allo involucro interno del gran vólto non avessero progredito, e se quindi occorressero più o meno sollecite disposizioni per la sua demolizione, e fosse per tal modo concesso agio di tempo a codesta Amministrazione onde provvedere i mezzi pecuniari bisognevoli all'uopo, ed ai sottoscritti di procedere con ponderazione al completamento regolare del loro Progetto, sia nella parte grafica, che nella parte peritale.

Se non che l'attitudine del Consiglio, sconsortato principalmente dalla scarsità dei mezzi disponibili a petto della gravità della spesa occorrente, non tanto per la rinnovazione della copertura, quanto per l'ultimazione della parte già costrutta, onde renderla utilizzabile, agguinta alla pressione dell'opinione pubblica, cui duole

di veder demolita parte di un'opera rimarchevole per la sua arditezza stragrande e per la singolarità, se non venustà, delle sue forme, trassero il Consiglio medesimo a richiedere che fosse troncata la pratica relativa a questo nuovo Progetto ed a domandare ai sottoscritti la rassegna del loro mandato. Benchè i sottoscritti siano persuasi che l'opinione pubblica, ora ripugnante all'idea della demolizione della cupola attuale, perchè ignara di quanto si proponga in sostituzione, sarà per modificarsi quando sia fatto conoscere per le stampe un Progetto che salvando dalla demolizione la massima parte dell'edificio, elimini il pericolo di un possibile disastro e conservi, consolidandolo, un monumento che forma uno dei più curiosi ornamenti di codesta bellissima Metropoli, essi non esitano ad ottemperare al desiderio del Consiglio.

Nel rassegnare però il frutto del loro lavoro, benchè incompleto, credono loro debito di corroborarlo del presente Rapporto, al quale pregano sia data ampia pubblicità: con esso intendono sviluppare le ragioni che li inducono a rafforzare, dietro nuove visite e nuovi studi, quanto ebbero ad asserire nella loro Relazione del 22 dicembre scorso alla Lodevole Commissione di ornato Municipale, e quelle che servirono di base allo sviluppo del loro Progetto sia dal lato statico che dal lato estetico ed economico.

Come i sottoscritti ebbero a rimarcare nella suddetta Relazione, due sono i principali difetti che presenta la costruzione del gran volto attuale nei riguardi di stabilità: vale a dire, mancanza di solidità intrinseca risultante dai conati orizzontali difficilmente neutralizzabili senza l'uso di catene di ferro apparenti, stante la sua forma a base quadrata, e mancanza di sufficiente resistenza agli appoggi sui quali sorge l'involucro esterno, affidato con singolare arditezza e complicazione di strut-

tura alle reni di archi di forma catenaria, anzichè a massime murature sorgenti dalle fondamenta.

In due modi si palesa la prima mancanza, vale a dire nelle fessure afficienti l'involucro interno e nelle lesioni ai costoloni che legano fra di loro i due involucri, fessure e lesioni che dipendono evidentemente, non da difetti di costruzione, la quale, a vero dire, non poteva essere più accurata, ma dalla natura stessa della forma e del concetto architettonico deficiente di rigorosi principii statici.

Le fessure principali si manifestano agli angoli dello involucro interno e salgono dalle imposte su su sino presso la sommità della costruzione attuale in direzione pressochè verticale. Esse colpiscono quasi simmetricamente le quattro falde del vólto in corrispondenza ai primi intercolonnii, presso gli angoli della sala, e dividono, si può dire, dette falde per tre parti fra loro non più solidali e soggette a pressioni e spinte diverse. Queste lesioni che scorgonsi evidentissime nell'angolo Nord-Ovest dell'andatoia o scala di legno di ascesa alla armatura (essendo gli altri angoli inaccessibili e senza sussidio di apposite impalcature) si palesano poi meglio ai fianchi dei due ballatoi praticabili fra gli involucri. Tali lesioni sono più rimarchevoli e più aperte nel primo che nel secondo piano, ed indicano, a non dubitare, un piccolo movimento sia verticale, sia orizzontale dei pilastri d'appoggio, causato dalla difformità di pressione fra gli intermedi e gli angolari, e produssero la notata interruzione di continuità della sottile parete costituente l'involucro interno.

Ora, se a tale difetto aggiungesi la circostanza delle lesioni che si palesano nella massima parte dei primi quattro ranghi degli archetti dei costoloni fra i due involucri e gli indizi di apparente gonfiamento o trazione all'estradosso ed in corrispondenza alle reni dello

involucro interno, indicati da una serie di linee orizzontali apparenti lungo l'intonaco del medesimo, si avranno le prove di una incipiente deformazione del vólto, che sebbene all'occhio non si palesi facilmente, perchè il movimento è finora poco sensibile, pure deve per le accennate ragioni sussistere.

Ad accrescere poi la convinzione intorno alla deficienza di stabilità di quella costruzione, valgono le lesioni già rimarcate nella prima Relazione, e di nuovo constatate alle reni degli archi di forma catenaria, ai quali è affidato il peso della parete esterna dell'ultimo piano dell'edificio e dell'involucro esteriore del vólto. Pochi di detti archi vanno esenti da tali lesioni le quali si palesano non solo con fenditure agli strati di cemento, più volte suggellate e più volte riaperte, ma eziandio con rotture di mattoni.

Benchè le medesime non siano molto appariscenti, e per qualche arco quasi capillari, pure indicano lo straordinario sforzo di pressione che soffrono quelle parti della fabbrica senza dubbio assai prossime al limite massimo di resistenza. Esse, rompendo la continuità della muratura, le tolgono la necessaria omogeneità fra i diversi elementi che la costituiscono e che si cerca darle colla bontà dei cementi onde ottenere quella solidarietà di tutte le sue parti che ne formi quasi un corpo monolitico.

Tutte le deformazioni e le lesioni accennate ora in succinto, che i sottoscritti rilevarono in luogo mediante appositi schizzi, vengono esposte ordinatamente nella Appendice I coll'aggiunta di uno studio teorico sulle condizioni di stabilità del vólto.

L'andamento della curva di pressione così ottenuta e risguardante la parte mediana di ciascun quarto di vólta, mostra i più probabili punti di rottura dei costoloni principali e la natura dei movimenti che ten-

dono a prodursi in esse e negli involucri. Ora, tali criteri teorici sono così conformi ai fatti verificatisi, da costituire un novello ed importante argomento in appoggio alle conclusioni a cui pervennero i sottoscritti.

Ma se tutto l'insieme dei criteri esposti non vale, a vero dire, ad accennare un pericolo prossimo di rovina, vale però a radicare l'opinione da loro emessa della poca stabilità di quella parte dell'edificio e della sua precaria durata, tanto più se si ha riguardo alla permanenza delle cause che vi diedero origine ed all'eventualità di accidenti tellurici straordinari quali sarebbero un uragano od una benchè leggiera scossa di terremoto. Evidentemente poi, dopo questa illazione non potrebbero che rigettare qualunque progetto che tendesse ad aggravare il vólto attuale di un nuovo peso, sia rialzandolo per altri nove metri quali occorrerebbero a raggiungere il proposto lucernare, sia coprendolo con lastre di lavagna come era nel Progetto originario, e tanto più poi ergendovi un cupolino in muratura, fosse anche assai minore di quello risultante dai disegni comunicati ai sottoscritti. Ad ogni modo, quantunque non credano necessaria un'immediata demolizione, reputano però indispensabile una attenta sorveglianza all'edificio, perchè qualora le accennate lesioni avessero ad aumentarsi oltre un certo limite, si possa prevenire il disastro di un repentino rovescio.

Nè si creda che le legature di ferro predisposte a due ranghi dall'ardito Architetto nella tessitura delle due parti del vólto, e sulle quali esso fa grande assegnamento, possano avere una riflessibile influenza sulla sua stabilità, giacchè, agendo esse assai obliquamente ed essendo assicurate ad un anello di forma irregolare stirato da forze ineguali, non possono opporre che un troppo debole ostacolo alle spinte, specialmente nelle

parti mediane di ciascun quarto di vòlta, dove sono maggiori i conati orizzontali.

Il telaio superiore poi è affatto inutile come può rilevarsi dalle osservazioni esposte nella medesima Appendice I, e d'altra parte tenuto conto del notevole allungamento che subisce il ferro dolce prima di rompere per trazione, si comprende di leggieri che un vòlto, come quello di cui trattasi, in cui le parti resistenti hanno dimensioni tanto esigue, rovinerebbe assai prima della rottura di uno qualunque dei tiranti introdotti, come è dimostrato nella stessa Appendice.

La fede nell'ingegno e nell'abilità dell' Architetto, il quale ha dato in altri momenti prova di sorprendente ardimento costruttivo, non deve nel caso concreto influire sulle deliberazioni del prudente Amministratore.

Trattasi qui di un problema per la cui soluzione più che all'autorità di un nome devonsi cercare le basi nei principii della Statica e nei dati sperimentali della pratica, i quali, come si è visto, concorrono concordi a rafforzare l'opinione emessa dai sottoscritti nella prima Relazione, confermata ora da ulteriori più rigorosi raziocinii e calcoli.

Ciò posto, passano ora a dare un'idea possibilmente chiara e succinta del loro Progetto quale vedesi espresso nella tavola grande già mostrata a codesto Lovese Consiglio, e nelle tavole minori che credettero necessario di allegare a maggiore illustrazione delle sue parti.

La nuova copertura da essi proposta, in sostituzione della mal ferma vòlta attuale, veste la forma in pianta di un poligono a trentadue lati che molto si approssima alla circolare, ed in elevazione, di una cupola a curva gonfiata giusta il carattere orientale, del diametro massimo di metri 29,50 e dell'altezza di metri 22,20 con un lucernone coperto da un finimento praticabile

terminante a guglia alto metri 15, e quattro pinacoli pure alti metri 15 sorgenti ai quattro angoli.

La cupola appoggia sulla sommità dei pilastri del detto ordine, esattamente nel piano d'imposta del gran vòlto attuale, mediante l'intermezzo di tre ordini di travature successivamente sovrapposti; l'inferiore a pianta quadrata, il secondo ottagonale ed il terzo a poligono di sedici lati aventi per iscopo di trasformare gradatamente il quadrato icnografico dell'ampia sala in un poligono regolare assai prossimo alla circonferenza quale è la base menzionata della nuova cupola.

I quattro lati della travatura inferiore sono travi tubulari cioè a doppia parete verticale, dell'altezza di metri 1, poggianti direttamente sui venti pilastri di perimetro, coll'intermezzo di altrettante scatole di ghisa foggiate in modo che la pressione sia perfettamente centrata sull'appoggio. Lo scopo di detta trave è evidentemente quello di collegare solidamente le quattro pareti interne dell'edificio e di dividere equabilmente il peso della cupola su tutti gli appoggi. Il modo di composizione di tale travatura e le dimensioni di ogni parte, sono indicate nella perizia formante l'Appendice IV della presente Relazione. A dimostrar poi che le sezioni dei ferri impiegati sono sufficienti allo scopo, sotto l'aspetto della resistenza del metallo, si aggiunge al N° 7 dell'Appendice II il calcolo del lavoro massimo del ferro, nella sezione di rottura, il quale dimostra come esso non oltrepassi i chilogrammi 4,82 per millimetro quadrato. L'intelaiatura ottagonale sovrapposta alla precedente, consta di una trave in ferro dell'altezza di metri 1,50 a parete semplice reticolare. Essa appoggia in otto punti dalla sottostante, sopra la tavola superiore della medesima, col mezzo di altrettanti bracci di ghisa così disposti e foggianti che la pressione sia trasmessa esattamente sul centro della trave tubulare in-

feriore e sia tolta ogni pressione obliqua sui bordi delle sue tavole. La sezione di questi travi è quella del doppio T composto e simmetrico colla parete formata di un doppio ordine di saette e controslette rinforzate da una serie di montanti verticali, ripartiti ad eguali distanze sulla sua lunghezza: le dimensioni di ogni parte sono indicate nella Perizia, ed il calcolo della sua resistenza trasversale trovasi esposto al N° 8 dell'Appendice II. Da esso risulta che il massimo lavoro del materiale corrispondente a tutti i carichi permanenti ed accidentali possibili, è nella sezione di mezzo del trave di chilogrammi 6,76 per millimetro quadrato, inferiore al limite che suolsi assegnare alle travi da solai.

L'intelaiatura superiore a poligono di sedici lati consta pure di una trave a doppio T simmetrico, ma avente la parete piena. La sua altezza è di metri 0,70; appoggia in corrispondenza ai vertici e coll'intermezzo di piastre di ghisa sul trave sottostante, in modo da centrare la pressione come si è esposto per le altre travature; ed il lavoro massimo del metallo non supera i chilogrammi 3,12 al millimetro quadrato, come può rilevarsi dal N° 9 dell'Appendice II.

Finalmente la cupola consta di 32 meridiani e di 9 anelli orizzontali o paralleli, il tutto in ferro a T e a C congiunti tra loro nei nodi da un sistema di saette e controslette coll'intermezzo di opportune squadre di attacco; è dunque una struttura reticolare sulla cui bocca superiore, del diametro di metri 6 si eleva il cupolino con galleria a sbalzo accessibile. I calcoli relativi ai massimi sforzi che ponno svilupparsi in ciascun tronco dei meridiani e degli anelli sono esposti nella Appendice menzionata nei numeri dall'1 al 7. Per tale ricerca si è presupposto, oltre a tutti i carichi permanenti, un carico accidentale di chilogrammi 222 sospeso

alla sommità di ciascun meridiano, dovuto al peso di persone e di materiali, un altro carico eventuale di 20 chilogrammi per metro quadrato della superficie esterna della cupola, ed un carico straordinario di chilogrammi 180 per metro quadrato di superficie, dovuto ad un vento d'uragano. Così tutti gli elementi che ponno, benchè in circostanze affatto eccezionali, influire sulla intensità degli sforzi in ogni parte della struttura, furono sottoposti a calcolo.

Nella scelta delle sezioni fu pure tenuto conto della eventuale possibilità che gli sforzi sui vari membri non coincidessero coll'asse geometrico dei medesimi, perchè mentre in tal caso basterebbe ai meridiani una sezione media di millimetri quadrati 1000 e agli anelli quella di 2178, fu assunta nel preventivo (vedi Appendice IV) una sezione di 2000 millimetri quadrati per meridiano e di 3000 pei paralleli.

All'ossatura metallica descritta, assai semplice e solida, sono inchiodati dei piccoli ferri ad angolo in corrispondenza alle due faccie dei meridiani; essi sono destinati a portare tante traverse di legno larice a ranghi pure orizzontali e distanti metri 0,60 da mezzo a mezzo, sulle quali dovrà inchiodarsi un manto di tavole pure di larice grosso metri 0,025, manto da coprirsi finalmente con lamine di zinco del peso almeno di chilogrammi 8,50 al metro quadrato.

Come fu già accennato, sul vertice della cupola, e portato dalla medesima mediante l'anello di riunione dei meridiani, sorge il cupolino pure di costruzione metallica con ballatoio a colonnette praticabile, portato da mensole sporgenti in corrispondenza ai meridiani stessi. Tale cupolino dovrà coprirsi in lamiera di ferro zincato e terminare in un elegante piracolo: essendo poi aperto nelle pareti verticali fra le mensole e le colonnette del ballatoio, permetterà il passag-

gio dell'aria e della luce nell'interno dalla cupola.

Per accedere al ballatoio medesimo saranno praticate nell'interno stesso ed appoggiate ai tiranti di sostegno del vólto dell'aula, di cui si parlerà in seguito, delle scale di legno leggiere, mentre si provvederà all'accesso per riparazioni od altro della superficie esterna della cupola, con una o due scale snodate mobili che verranno assicurate agli stanti del cupolino, sotto il ballatoio, e fatte scorrere in quella posizione ed in corrispondenza di quello spicchio che sarà indicato dal bisogno.

Anche i quattro pinacoli agli angoli vengono pure progettati di costruzione interamente metallica, e la loro proposta non tende solo a soddisfare un concetto estetico e decorativo nel senso di dare una prospettiva movenza alle linee di finimento dell'edificio, ma eziandio a quello di equilibrare, con proporzionata distribuzione di peso anche sulle pilastrate angolari, quell'aggravio che in forza della descritta costruzione peserebbe inegualmente sulle pilastrate intermedie della gran sala.

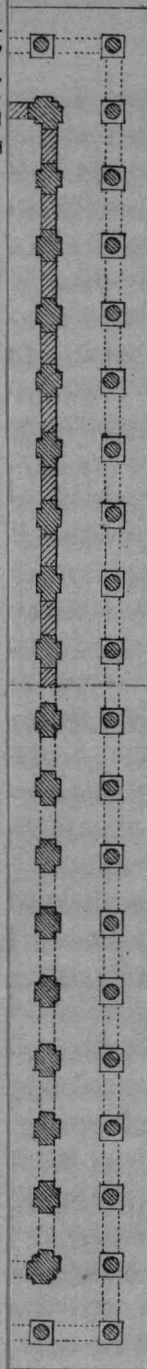
Finalmente le superficie triangolari e mistilinee, risultanti planimetricamente dal passaggio della forma quadrata della sala a quella pressochè circolare della cupola, dovranno essere coperte a terrazzo di buon calcestruzzo ben battuto e lisciato, portato da più ranghi di travicelli o *poutrelles* di ferro con voltine sottili di mattoni. Tali terrazzi praticabili dai pinacoli avranno un displuvio regolare verso l'esterno e serviranno a raccogliere le acque di pioggia della cupola ed a trasmetterle in opportune doccie di lamiera di rame ai condotti pubblici della strada.

Alla completa intelligenza del Progetto che i sottoscritti propongono a codesta Onorevole Amministrazione, oltre alle due Appendici menzionate, che offrono gli studii fatti sul vólto attuale e i calcoli delle resistenze

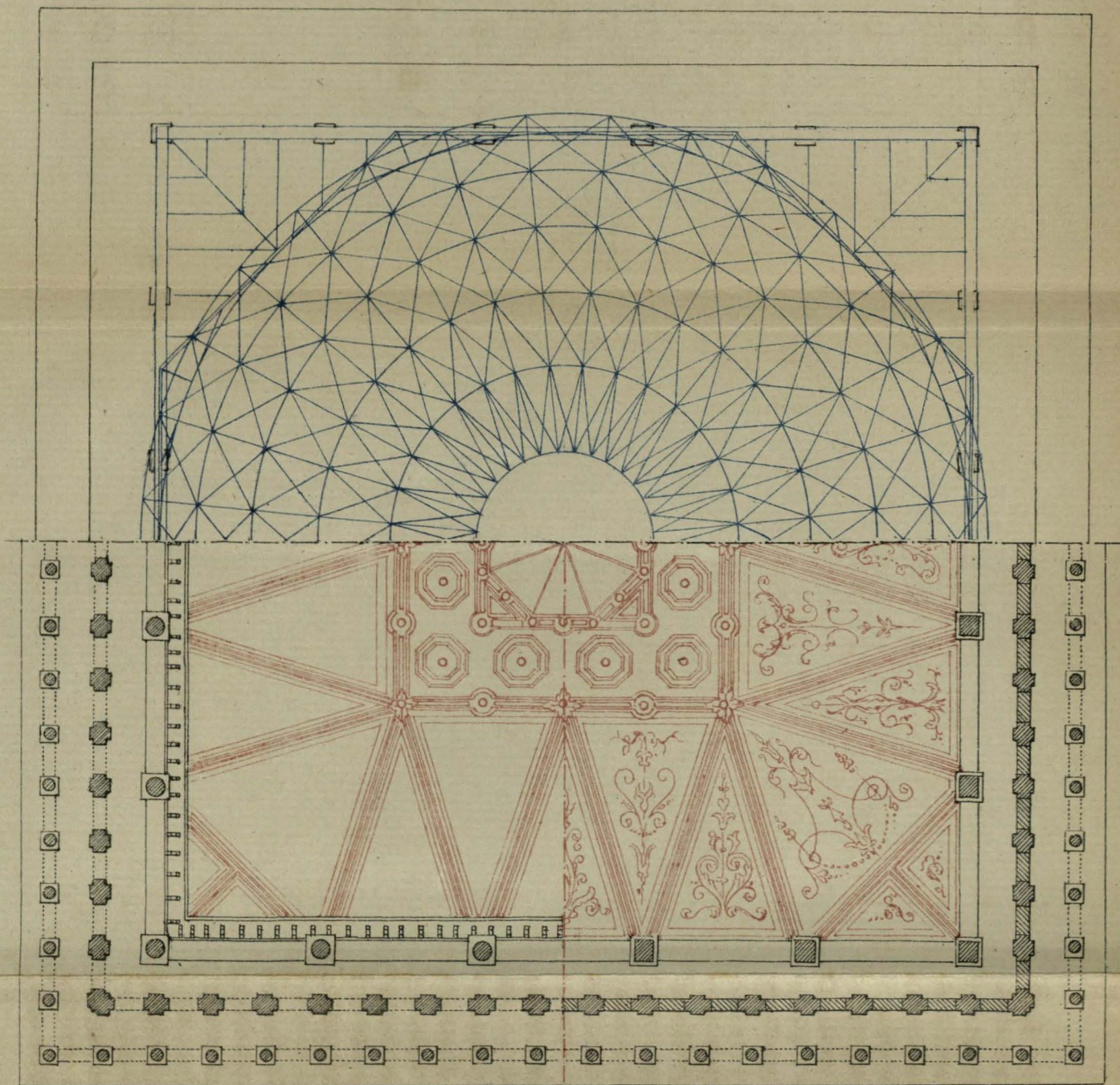
in ogni membro della cupola e dei suoi telai di sostegno, fu aggiunta, come Appendice IV, la Perizia nella quale sono sviluppate le forme e calcolati i pesi di ciascuna parte componente per dedurne il costo. Quindi nel tipo Antonelli, che si restituisce, sono segnati con linee forti in rosso i profili tanto della gran volta attuale fino al punto a cui fu portata la sua costruzione, quanto della cupola proposta dai sottoscritti col relativo finimento, allo scopo di poter dedurre i necessari corollari, col confronto fra di loro non solo, ma eziandio col Progetto primitivo, dall'Architetto prodotto all'Università, profondamente alterato all'atto della costruzione per provvedere ad un migliore equilibrio di forze.

Rimane ora ai sottoscritti di esporre i loro intendimenti circa la copertura interna della grande aula. Per far bene comprendere a codesta Spettabile Amministrazione il loro concetto, credettero necessario di correggere la presente Relazione di due nuove tavole di disegno, rappresentanti la pianta e lo spaccato interno della sala, nella quale sono delineate le forme della stessa copertura. La grande aula, quale sarebbe per risultare dal Progetto Antonelli come fu eseguito, avrebbe avuto l'enorme altezza di metri 70 dal piano del pavimento al labbro del lucernare, sopra una pianta perfettamente quadrata di soli metri 26,40 di lato. Essa avrebbe presentato delle parti esilissime, suddivise da quattro ordini architettonici con interposizione di piedistalli ed attici, e frastagliate da cornici ed ordini minori nelle pareti dietro le loggie, sorreggenti un gran volto a pareti piene decorato solo da una serie di nervature poco pronunciate salienti obliquamente ed intrecciantisi fra loro in modo da formare delle grandi figure romboidali. Questa costruzione, oltre l'offendere, a parere dei sottoscritti, il senso estetico, per la spro-

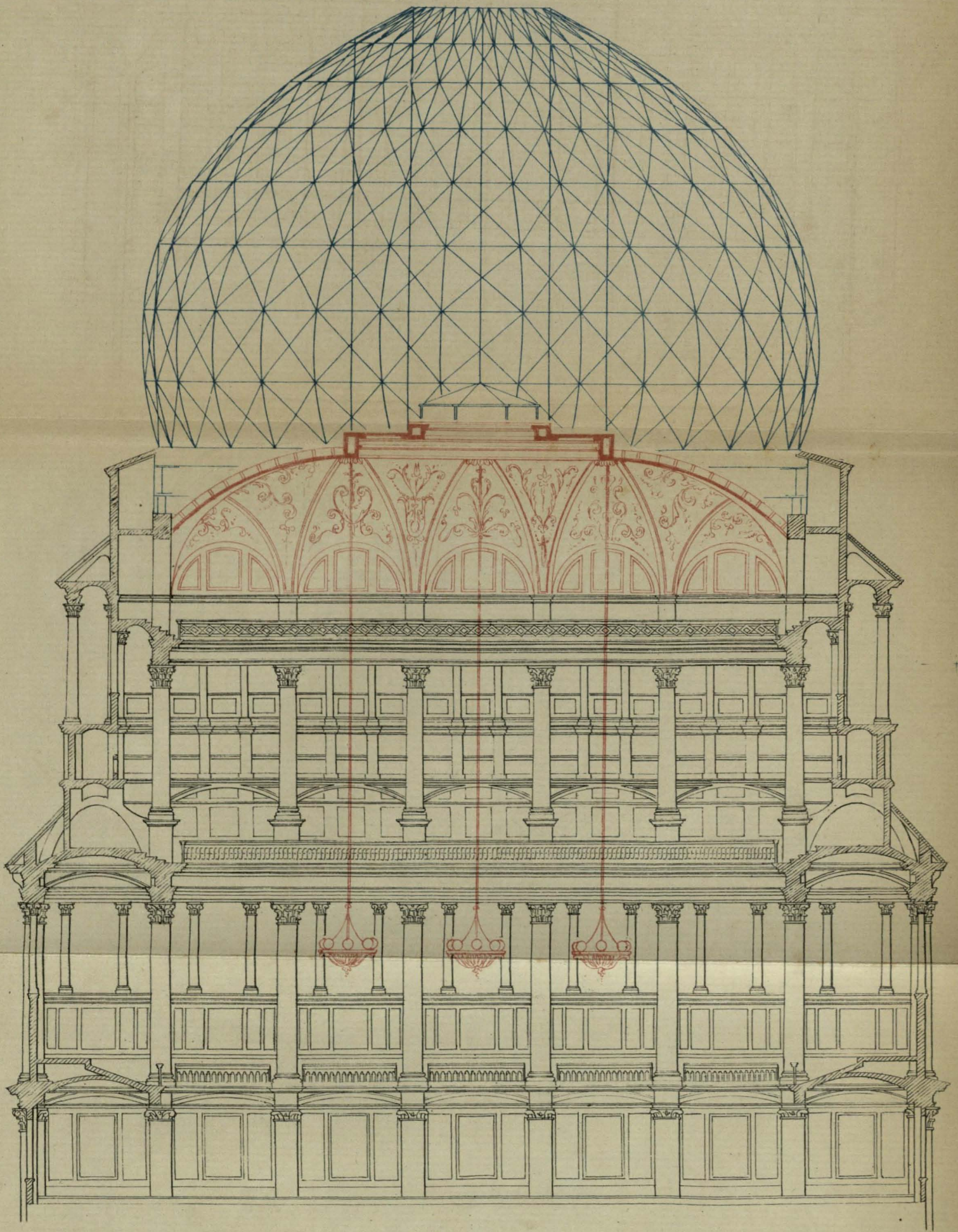
Tav. IV



Scala = millimetri 5 per metro.



Scala = millimetri 5 per metro.



porzione delle parti e per la straordinaria e singolare altezza del tutto, massime avuto riguardo ai punti prospettivi dai quali si sarebbe potuto osservare entro la cerchia ristretta della sala, avrebbe, a non dubitare, offeso l'effetto acustico dell'aula e reso difficile od almeno assai dispendioso il suo riscaldamento e la sua illuminazione.

Il Progetto invece che i sottoscritti presentano alla Spettabile Amministrazione, limitando l'altezza dell'aula a soli 32 metri dal pavimento (meno della metà di quella assegnata dall'Antonelli), tende a dare alla medesima proporzioni armoniche fra le sue dimensioni orizzontali e le verticali, a coprirla con un vólto artificiale assai leggero a lunette, ed in stretta concordanza colla sveltezza ed eleganza dei sostegni inferiori, ed a velare nello stesso tempo il passaggio dalla forma quadrata dell'ambiente alla forma quasi circolare della cupola. Questa costruzione, decorata di stucchi e dipinti a grandi lunette, aventi il vertice in un'ampia intelaiatura quadrata corrispondente al mezzo degli intercolonnii mediani, porta un superiore soffitto piano a lacunare, nel cui centro si apre un foro ottagonale di metri 5 di bocca a formare lucernario.

Tale lucernario potrà all'uopo od essere coperto da vetri istoriati ricevanti luce dal superiore cupolino, o rimanere nudo, nel qual caso la porzione di parete interna della cupola, visibile dalla sala, dovrebbe investire a plafone dipinto e rischiarato non solo dal cupolino, ma eziandio da opportuni occhi o finestrelle da aprirsi nella cupola. Non sarà difficile dopo ciò ad ognuno il formarsi un'idea dell'effetto di questo sistema, tanto prediletto ai nostri più simpatici maestri del cinquecento e che dal genere delle sue decorazioni prese il nome di Raffaellesco.

La struttura di questo genere di vólta riesce assai

semplice e solida, venendo formata sopra una armatura di costoloni (costituiti di tavole di legno accoppiate) disposti in corrispondenza alle nervature delle lunette, appoggianti al piede sulla base dei pilastri e contrastati al vertice da una intelaiatura orizzontale. Tra i detti costoloni poi e trasversalmente ai medesimi saranno assicurate delle piccole centine assecondanti la forma delle lunette e delle porzioni di velario intermedie a cui sarà da affidarsi il plafone di arelle e cemento. Pel molto suo rigoglio questo genere di volto può reggersi da sè per quanto gli appoggi sieno leggeri, stante la pochezza relativa del suo peso e per conseguenza della sua spinta. A maggiore garanzia però furono indicati dei tiranti, affidati alle nervature della cupola, che in numero di otto concorreranno a sorreggere l'intelaiatura mediana, in corrispondenza ai vertici delle lunette, tiranti che potranno essere prolungati a sorreggere otto grandi lampadari per una ricca e completa illuminazione della sala, come vedesi nei tipi.

I sottoscritti credono quindi fermamente di avere, con queste proposte, non solo eliminati tutti gli enumerati inconvenienti del Progetto originale, sia nei riguardi estetici che negli acustici, ma presentata una soluzione pratica al grave problema più razionale e poco costosa.

Dalla succinta descrizione del Progetto, codesto Spettabile Consiglio d'Amministrazione avrà facilmente potuto raccogliere, come nell'idearlo e concretarlo, i sottoscritti abbiano avuto di mira la soluzione di quattro importanti quesiti, due dei quali di natura strettamente tecnica e due di carattere artistico. Riflettono i primi la eliminazione delle spinte orizzontali e la diminuzione della massima parte del peso verticale che grava l'edificio; i secondi riflettono la ricerca di linee e contorni più eleganti e meglio appropriati sì all'esterno che all'interno del medesimo.

Uno difatti dei principali inconvenienti che ebbesi fin da principio a rimarcare nell'attuale costruzione, quello anzi che ebbe a produrre le principali lesioni del gran vólto, dipende appunto dalla mancanza di resistenza ai conati orizzontali, originati dalla sua forma arcuata.

A contrastare tali sforzi non si presta in alcun modo la natura del suo impianto planimetrico, mancante di contrafforti esterni e la troppa esiguità del collegamento offerto dalla doppia parete perimetrale costituita com'è da svelte colonne e pilastrate a più ordini sovrapposti. Troppo debolmente poi si prestano a tale ufficio (come venne dimostrato), le chiavi di ferro mascherate nella costruzione, stante la grande obliquità della loro trazione. Il Progetto dei sottoscritti, basante sopra più ordini di travature di ferro di proporzionata sezione e resistenza, come lo dimostrano gli allegati calcoli, sviluppato poi in una cupola di forma quasi circolare, nella quale sono eliminate tutte le spinte mediante gli accennati otto ordini di legami paralleli, sussidiati da opportune saette e controsalette, forma un sistema rigido in sè che non agisce sulla costruzione inferiore che per semplice peso verticale, equabilmente distribuito sui venti punti d'appoggio, e serve anzi a tenerli fra di loro solidamente collegati al loro piano superiore.

Passando ora a discorrere sull'alleviamento di peso che questo Progetto sarebbe per portare ai sostegni dello edificio, si osservi che il peso della gran vólta attuale, calcolata all'altezza alla quale venne finora condotta, come risulta dai calcoli in Appendice III, è di chilog. 2,500,000 circa, i quali distribuiti sui venti pilastri portanti, di centim. 62 di lato, rappresentano un aggravio di chilog. 32,23 per centimetro quadrato, cifra che molto si approssima a quella trovata dalla Commissione Municipale, come dalla Relazione dei signori ingegneri Peyron, Mazzucchetti e Panizza del 26

giugno 1873, che la calcolarono in chilog. 32. Ora, se a questo peso aggiungiamo quello che sarebbe per risultare nel suesposto caso, per altro impossibile, di ultimazione della vòlta, rialzandola giusta il Progetto per altri metri 9, e coprendola con un manto d'ardesie e colla sovrapposizione d'un cupolino o di una copertura qualunque al lucernare, anche assai più leggiera della progettata originariamente, si avrà un nuovo sovrappeso di altri 200,000 chilog. circa, e così in tutto un aggravio di chilog. 2,700,000 corrispondente a circa chilog. 35 per centimetro quadrato della faccia superiore dei venti pilastri portanti. Il peso della proposta cupola con tutte le travature di sostegno e col cupolino di finimento, compresi pur anco i quattro pinacoli angolari, come è minutamente dettagliato nell'Allegato Perizia, ammonta a chilog. 310,000, ossia a circa chilog. 4 per centimetro quadrato; il che vuol dire a circa un ottavo del peso dell'attuale parte di vòlta eseguita, ed a poco meno del nono di quello che sarebbe per risultare ad opera ultimata, qualora, il che i sottoscritti non credono, si volesse azzardare.

Quindi ciascun pilastro dell'edificio, colla demolizione del vòlto attuale e colla sostituzione della cupola dai sottoscritti proposta, verrebbe sollevato di chilog. 32,23 meno chilog. 4,05, ossia di chilog. 28,18, e con ciò il Tempio acquisterebbe un carattere di stabilità pienamente tranquillante. Difatti la pressione massima per centimetro quadrato sopra i pilastri di mattone alla loro base, a vòlta completa, giusta il Progetto Antonelli, secondo i calcoli e le cifre della lodevole Commissione Municipale sopra citata, sarebbe di chilog. 42 senza il cupolino e di chilog. 43,9 compreso il cupolino. E detraendo da tali cifre il peso di chilog. 28,1 che viene ad essere risparmiato col Progetto dei sottoscritti, la pressione massima verrebbe ridotta a soli chilog. 15,8.

E quindi i sostegni, a luogo di essere cimentati ad un terzo della loro resistenza assoluta, lo sarebbero ad un ottavo, e perciò, avuto riguardo anche all'accuratezza della costruzione e scelta dei materiali, l'edificio acquisterebbe tutto quel grado di stabilità che è ritenuto necessario dai più reputati trattatisti di Statica per gli edifici monumentali come il presente.

I sottoscritti non spenderanno molte parole a provare come, nel loro Progetto, abbiano raggiunti quei miglioramenti dal lato artistico, cui si proposero di mira nel suo sviluppo, sia per riguardo alla forma esterna che per riguardo al finimento della grande aula interna. È questo un giudizio di gusto estetico che non può facilmente essere discusso a parole. A persuadersi della preferenza che merita il nuovo Progetto, oltre le considerazioni prospettiche ed acustiche discusse nel contesto della relazione, i sottoscritti credono che basti il raffronto dei tipi. E ne lasciano volentieri giudice la pubblica opinione.

Resta ora a discorrere della spesa. Nella Perizia che i sottoscritti si onorano di rassegnare in Appendice IV sono sviluppati i relativi calcoli. Non fu in essa tenuto alcun conto delle demolizioni, le quali, col sussidio delle esistenti impalcature, potranno effettuarsi con tutta facilità e comodità, essendo certo che il prodotto delle demolizioni stesse non solo bastino a fornire il materiale occorrente per le suddivisioni dei tre piani inferiori, bisognevoli per poter trarre profitto degli ambienti risultanti, sia per scuole che per locali d'affitto, ma eziandio per sopperire alla relativa spesa e per far fronte ai bisogni di direzione ed amministrazione durante la fabbrica. Il valore difatti delle molte ferramenta di collegamento ricavabili, delle pietre da taglio in opera e predisposte, e dei molti legnami costituenti la impalcatura, deve costituire una somma largamente sufficiente all'uopo.

La Perizia è divisa in tre titoli. Il primo riguarda l'ultimazione delle parti già costrutte e che si conservano, e questo pure è suddiviso in quattro capitoli: l'ultimazione cioè del piano dei sotterranei, del piano terreno e del primo piano ad uso di abitazione, e la costruzione del ballatoio superiore a colonnette, giusta il Progetto Antonelli. Il secondo riguarda la costruzione della gran cupola col cupolino, i pinacoli angolari e gli altri accessori che vi hanno attinenza. Il terzo la costruzione del vólto interno del Tempio e la decorazione della grande aula; ed in un capitolo a parte l'esecuzione delle opere complementari per il riscaldamento, la illuminazione, la provvista d'acqua pel servizio delle abluzioni e delle latrine e per i pericoli d'incendio, i mobili e i cortinaggi e la posizione delle tribune, altari e degli altri amminicoli appartenenti al culto.

Il complessivo importo si riassume come segue:

TITOLO I. — Ultimazione delle parti già costrutte e che si conservano:

CAPITOLO 1. — Ultimazione del piano dei sotter-		
	ranei	L. 18,500
Id.	2. — Id. del piano terreno	„ 26,000
Id.	3. — Id. del primo piano	„ 29,500
Id.	4. — Costruzione del ballatoio	
	esterno di coronamento „	43,000

Sommano pel Titolo I L. 117,000

TITOLO II. — Costruzione della cupola metallica ed accessori L. 182,000

A riportarsi L. 299,000

Riporto L. 299,000

TITOLO III :

**CAPITOLO 1. — Decorazione interna del
Tempio . . L.** 123,000

**Id. 2. — Costruzione del
vòlto interno ar-
tificiale . . „** 11,000

**Id. 3. — Opere di comple-
tamento . . „** 96,000

Sommano L. 230,000

Totale della spesa L. 529,000

Or ecco con qual ordine si dovrebbe, a parere dei sottoscritti, procedere a tale dispendio. Il primo pensiero dell'Amministrazione dovrebbe essere rivolto alla copertura dell'edificio, anche per diminuire la progrediente degradazione delle parti eseguite e da conservarsi ora esposte a tutte le influenze atmosferiche, ed alla contemporanea demolizione della vòlta attuale fino alla sua radice. Questo lavoro, che importa una spesa di circa L. 180,000, potrebbe eseguirsi nel periodo di due anni. Il terzo anno dovrebbe consacrarsi all'ultimazione dei tre piani inferiori, per la quale si richiede un dispendio di circa L. 74,000, ma che darebbe un frutto immediato cogli affitti. In un quarto od in un quinto anno si procederebbe alla copertura interna del Tempio ed alla decorazione di stucchi, dorature e dipinti delle pareti calcolate nella somma di L. 134,000, rimettendo ad un sesto anno la costruzione del ballatoio esterno superiore a colonnette giusta il Progetto Antonelli, che fino a quel punto dovrebbe conservarsi inalterato contro un'ulteriore spesa di L. 43,000. Le opere di completamento, precalcolate in circa L. 96,000, potrebbero essere rimandate ad un settimo ed un ottavo anno. E così

calcolando un nono anno per le pratiche relative alle liquidazioni ed ai collaudi, ne viene di conseguenza che la spesa precalcolata in L. 529,000 corrisponderebbe ad un'annualità dalle 55 alle 60,000 lire.

Venuti a queste conclusioni pratiche e concrete, i sottoscritti confidano che codesto Spettabile Consiglio, potendo coi riferiti dati farsi un concetto esatto e completo della vera condizione delle cose, abbia a pigliare nuova lena e dare opera energica per compiere un edificio intrapreso con tanto e sì lodevole slancio e già condotto tanto avanti da destare universale desiderio della sua ultimazione; edificio che formerà sempre uno dei più grandi e più curiosi ornamenti della bella città di Torino.

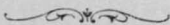
Ed essi si chiameranno soddisfatti se avranno potuto col presente lavoro contribuire in qualche modo a questo splendido risultato.

Sottoscritti:

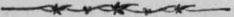
Ing. LUIGI TATTI.

Ing. Prof. CELESTE CLERICETTI.

APPENDICE I



Sulle deformazioni e lesioni della Cupola attuale



I vari ordini di lesioni e di fenditure che si riscontrano nella vòlta attuale furono già accennati dai sottoscritti nella loro prima Relazione che ebbero l'onore di leggere innanzi all'Onorevole Commissione componente l'Ufficio d'Arte di codesta città nel giorno 23 dicembre dello scorso anno.

Ma siccome tali indizi di cedimenti e di deformazioni della vòlta, sussistono tuttavia integralmente ed anzi talune di esse andarono lentamente rendendosi più manifeste da quell'epoca in poi, come i sottoscritti ebbero a constatare nella loro ultima visita all'edificio, effettuata il giorno 22 dello scorso mese, così i sottoscritti credono opportuno, alla migliore intelligenza dei fatti, lo specificarle nuovamente col sussidio degli schizzi rilevati sul luogo. Con ciò si rende più manifesto il ca-

rattere delle deformazioni avvenute e la natura dei movimenti che potrebbero ulteriormente manifestarsi nella vòlta in questione.

Procedendo ordinatamente dal basso all'alto, le lesioni che si presentano ad un'accurata ispezione dell'edificio nel suo stato attuale sono:

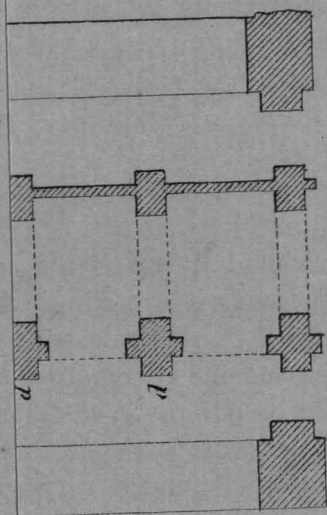
1° Sulle reni degli archi trasversali aventi l'intradosso incurvato a catenaria: le lesioni appaiono in corrispondenza dei punti su cui poggiano i pilastrini che sorreggono l'involucro esterno della vòlta.

Tali fenditure, *a a*, fig. 1^a, tavola 1^a, appaiono in pressochè tutti gli archi menzionati che sono in numero di 24, pochissimi eccettuati. Sopra taluni di essi anzi si riscontra una seconda lesione *c c* che parte dallo spigolo esterno del pilastrino aggravante l'arco.

Queste lesioni tutte si prolungano fino all'intradosso dell'arco, lo percorrono orizzontalmente in tutto il suo spessore e risalgono sulla faccia esposta: tutte poi mostrano tracce evidenti di sigillature in malta, applicata ad epoche diverse, e ciò nonostante le fenditure si mostrano nettamente aperte.

2° Lungo l'intradosso delle voltine ribassate *m, n* che collegano alla sommità gli archi trasversali descritti e che formano col loro estradosso il pavimento alle loggette superiori. Ciascuna di tali vòlte porta, come vedesi tracciato nella pianta fig. 2^a, due pilastrini intermedi *d d*. La linea di disgiunzione è segnata *b b b* nella figura 1^a: essa appare in modo assai distinto e ricorre su tutte le voltine menzionate e perciò lungo tutto il perimetro del corrispondente quadrato icnografico ed attraversa tutto lo spessore della vòlta.

I due ordini di lesioni fin qui menzionati, provengono evidentemente dall'enorme pressione sopportata dagli archi a catenaria così malamente aggravati sopra un loro fianco, e dalle vòlte ribassate compresse for-



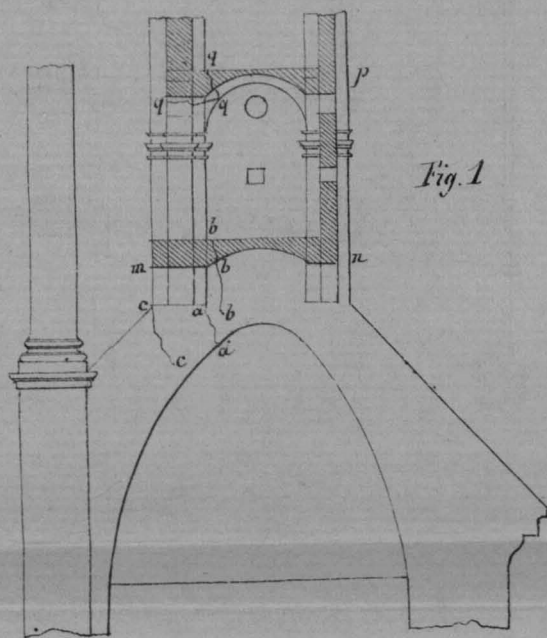


Fig. 1

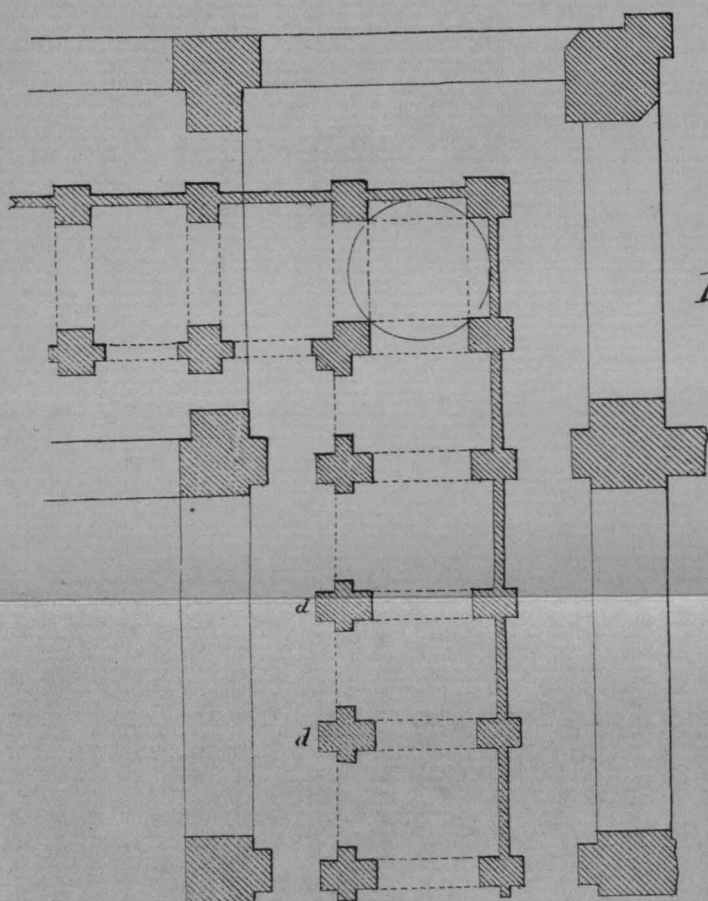


Fig. 2

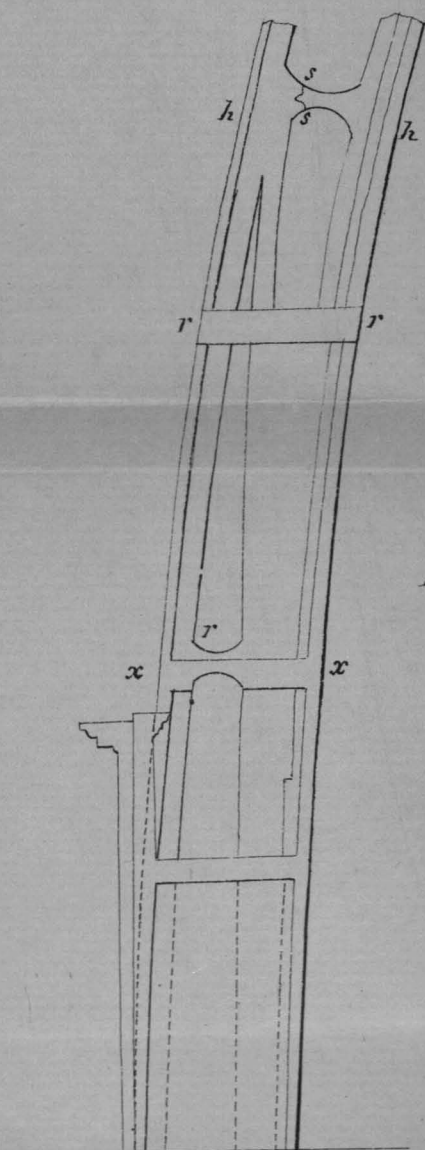


Fig. 3

temente nei punti *b b*, figura 2^a. S'aggiunge che anche taluno dei pilastri di sostegno *d d* poggianti sulle vòlte sceme menzionate mostra qualche mattone spaccato.

3° Lungo l'intradosso delle voltine pure ribassate *o p*, fig. 1^a, che coprono le loggette menzionate al numero precedente, all'altezza degli occhi circolari praticati nei muri di perimetro della medesima.

Tali fenditure, indicate colle lettere *q q* nella figura menzionata, ricorrono pure tutto all'ingiro dell'edificio ed hanno una causa manifestamente identica alle precedenti; furono anch'esse diligentemente otturate con malta, ma ora mostransi riaperte.

4° Nei costoloni imitanti la composizione delle traviature in ferro, che sono racchiusi fra i due involucri della vòlta e costituiscono l'ossatura principale di sostegno della medesima. Essi presentano due ordini distintissimi di lesioni assai appariscenti, cioè:

a) Al disopra dell'estradosso delle lunette trasverse semicircolari che racchiudono le imposte dei costoloni, si presenta una fenditura attraverso al primo di quella serie di archetti a doppia curva che servono a collegare la muratura d'intradosso dell'arcone con quella di estradosso. Tale linea di rottura *r r*, fig. 3^a, attraversa tutto lo spessore degli archetti medesimi e si riscontra in tutti i costoloni.

b) Al disopra del legamento in pietra *v v* che congiunge le due murature del costolone e insieme i due involucri, si riscontra una serie consimile alla precedente di lesioni *s s* pure assai manifeste negli archetti *h h* ed apparenti in quasi tutti i costoloni ed altresì su quelli diagonali.

5° Nell'involucro interno della vòlta. A partire da un metro circa al disopra dell'estradosso delle lunette semicircolari menzionate nel numero precedente, let-

tera *a*, e fino al disopra degli archetti *h h*, si riscontrano delle fessure *r r*, tavola 2^a, assai prominenti e passanti dall'estradosso dell'involucro medesimo.

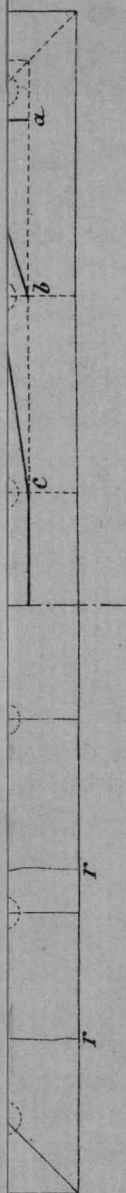
Tali fenditure si dirigono in senso quasi verticale e si riscontrano limitatamente verso gli angoli della vòlta nel penultimo ed ultimo spicchio di ciascuna come è indicato nella pianta della vòlta tavola 2^a. Talune di esse sono aperte fin di tre millimetri presentando un carattere d'una certa gravità.

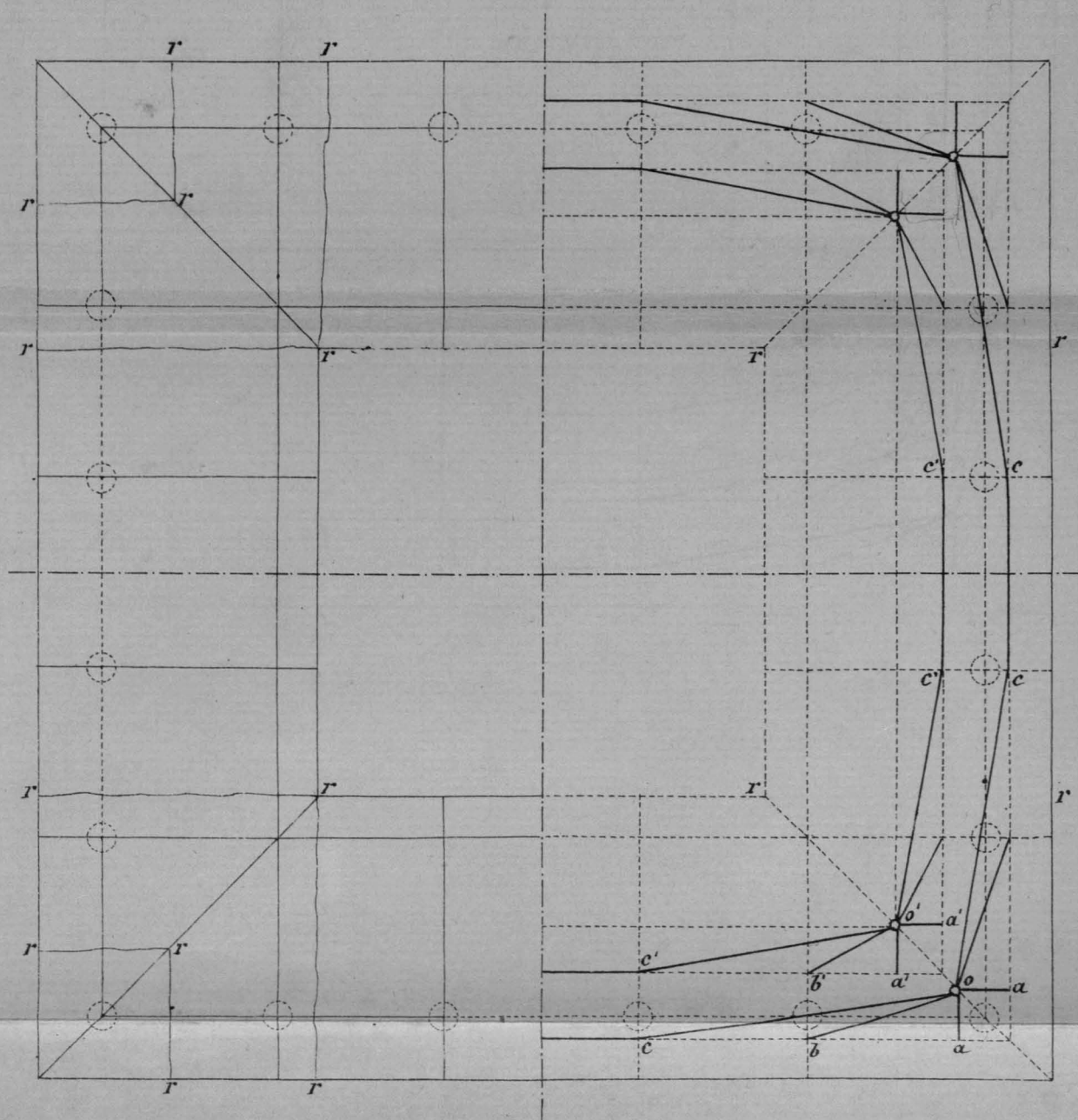
6° Lo stesso involucro interno della vòlta presenta infine lungo il suo estradosso nella parte compresa fra gli archetti *x x* ed *h h*, fig. 3^a, tav. 1^a, una serie di traccie orizzontali in corrispondenza ai giunti tra i successivi filari di mattoni che lo compongono. Tali traccie sono poco distinte, ma bastano ad indicare all'occhio esperto uno sforzo manifesto di trazione, ossia una tendenza alla rottura della coesione della vòlta.

Le deformazioni accennate ai N. 4, 5 e 6 accennano in modo evidente ad una leggiera rotazione della parte inferiore della vòlta dall'interno verso l'esterno e di una parte superiore in senso contrario. Le due parti tendono a rotare attorno ad uno spigolo d'intradosso nel modo che è mostrato, a proporzioni esagerate per maggiore intelligenza del fatto, alla fig. 2^a, tav. 3^a.

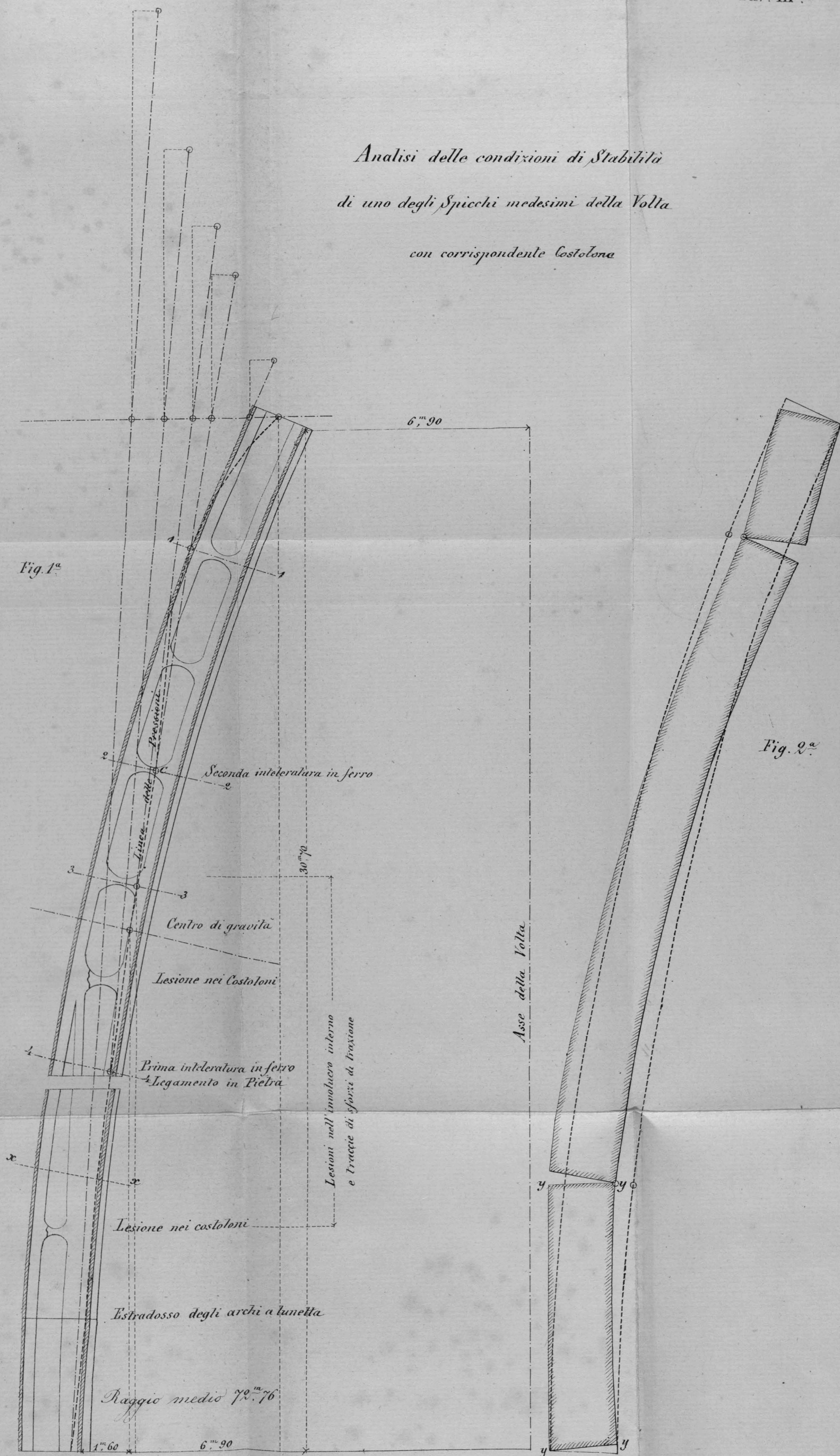
Le lesioni poi menzionate al N. 5 aperte nell'involucro interno della vòlta, in corrispondenza all'ultimo e penultimo spicchio di ciascun quarto di vòlta, mentre sono pure una conseguenza inevitabile del movimento or ora indicato, mostrano altresì come la spinta orizzontale sia maggiore nella parte mediana di ciascun quarto di vòlta che non in corrispondenza agli angoli, come è appunto carattere delle vòlte a padiglione, al genere delle quali appartiene quella di cui trattasi e che per la loro natura geometrica non offrono alcun contrasto orizzontale a mutuo sostegno delle parti componenti.

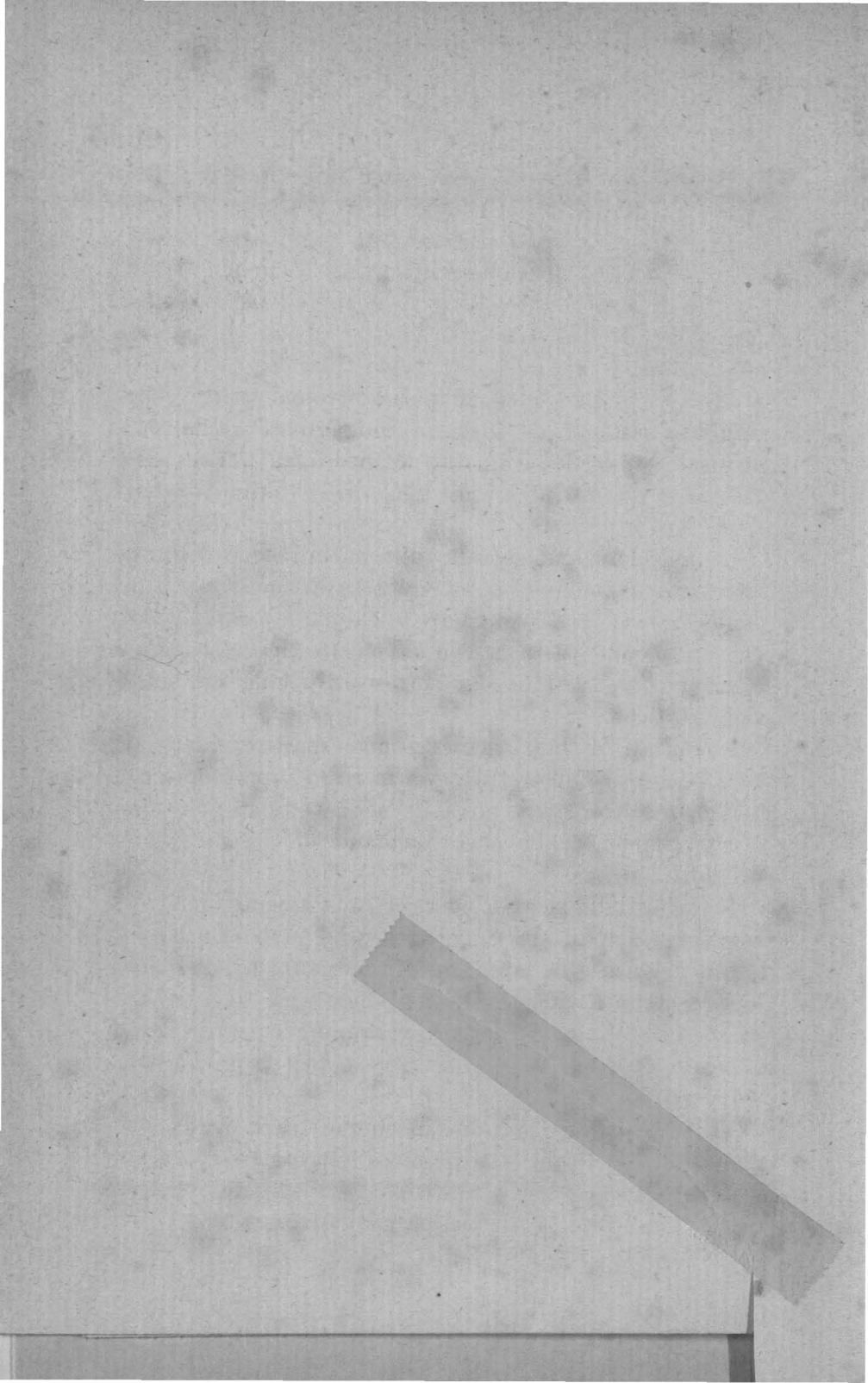
Tav. II.





*Analisi delle condizioni di Stabilità
di uno degli Spicchi medesimi della Volta
con corrispondente Costolone*





L'accennata tendenza della parte inferiore *y y y* della vòlta, fig. 2^a, tav. 3^a, a rotare verso l'esterno, e l'effettiva rotazione avvenuta, benchè in grado assai piccolo, ebbe per effetto di rendere disuguali le pressioni sulle imposte di ciascun involucro. Tale pressione risultando così maggiore all'estradosso che all'intradosso, fu assai probabilmente la causa principale delle lesioni descritte ai N. 1, 2 e 3 in quel complesso, troppo ardito e frastagliato sistema di sostegni immaginati dall'autore: un'altra causa determinante le medesime lesioni, deve ascriversi ad un lieve cedimento delle voltine ribassate *m, n*, fig. 1^a, tav. 1^a.

Le considerazioni esposte sulla natura delle deformazioni che avvengono nella vòlta in discorso, sono poi confermate in modo singolare anche dalle indagini tronche che ponno istituirsi con sufficiente approssimazione e che furono istituite dai sottoscritti, sulle sue condizioni statiche.

I risultati di tale ricerca sono esposti nella fig. 1^a, tav. 3^a, dove la linea tracciata in rosso rappresenta una delle *curve di pressione* possibile nella vòlta in questione, e corrispondente alla parte mediana di ciascun quarto di vòlta.

In tale studio si è considerato isolatamente una delle costole principali come aggravata del peso proprio e di quello dovuto alla porzione di ciascuno dei due involucri sostenuta dalla medesima, cioè una zona all'ampiezza orizzontale di metri 5,50, quanto corre da mezzo a mezzo di due costole successive e per tutta l'altezza della vòlta.

Venne suddivisa la vòlta in cinque parti mediante i giunti 11, 22, 33 e 44 e quello d'imposta: si trovarono i pesi sovrincumbenti a ciascuno dei medesimi e le verticali passanti pel rispettivo centro di gravità.

Coi dati così ottenuti venne compilato il seguente prospetto :

Numero	VOLUME	MOMENTI parziali	Volumi totali della Sommità all'ingù	Momenti totali della Sommità all'ingù	Bracci di leva complessivi
1	8.464	8.1234	8.464	8.1234	0.96
2	13.601	38.08	22.065	46.2054	2.09
3	7.173	31.211	29.240	77.4164	2.65
4	11.800	64.900	41.040	112.3164	3.46
5	20.849	135.46	61.889	277.7764	4.48

Fatto quindi passare una curva sul mezzo della bocca superiore della vòlta e sul punto *c* dell'imposta, si ha la spinta *Q* dalla relazione:

$$Q \times 31,10 = 61,889 \times 2,12 \text{ che dà } Q = 4,21.$$

E per conseguenza ritenuto che il peso al metro cubo della muratura di mattoni in malta sia di chilog. 2200, la spinta orizzontale corrispondente a tale curva risulta di

$$4,21 \times 2200 = \text{chil. } 9262.$$

Tracciata quindi la curva, che è quella segnata in rosso nel tipo, essa mostra chiaramente i punti deboli della vòlta e il modo con cui tendono le varie parti a rotare per effetto del loro peso e della loro spinta orizzontale. Tali punti deboli sono le sezioni 11 ed *xx*, nel primo dei quali, la curva è pressochè tangente all'e-

stradosso, e nel secondo all'intradosso della vòlta, e costituiscono perciò i giunti di più probabile rottura della medesima.

Nella figura 2^a della tavola 3^a si è tracciato in rosso nuovamente il profilo della vòlta, ed in nero il modo col quale tende essa a rompersi dietro i criterii forniti dalla curva delle pressioni. È facile ravvisare una perfetta coincidenza fra i criterii dedotti in tal modo da considerazioni teoriche e quelli che risultarono ai sottoscritti dallo studio delle deformazioni realmente avvenute.

Quanto all'efficacia della doppia intelatura o legamenti di ferro introdotti dall'Autore a sostegno della vòlta, in due punti della sua altezza, essa appare ai sottoscritti troppo contestabile per poter far molto assegnamento sulla loro resistenza.

Tale doppia intelatura è tracciata in pianta nella figura della tavola 2^a e la loro posizione ortografica nella vòlta, è indicata nella figura 1^a, tavola 3^a.

Gli sforzi massimi dovuti alla spinta orizzontale agendo, come fu osservato sulle parti intermedie *rrrr*, tavola 2^a, di ciascun quarto di vòlta, si comprende che i punti *cccc* e *c'c'c'c'* vengono spinti orizzontalmente all'infuori con maggiore intensità d'azione che non i punti *o'o'* collocati sulle diagonali. Tale disuguaglianza di sforzo, che non esisterebbe se la vòlta fosse a pianta circolare, dipende appunto dalla natura geometrica della medesima. Ora, stante la grande obliquità dei tiranti *o'c'* ed *oc* si comprende che la componente dello sforzo totale, agente secondo la loro direzione, non può essere che molto piccola in paragone alla componente normale che tende a produrre lo spostamento verso l'esterno.

Ma se l'efficacia del telaio inferiore è piccola, quella del superiore è affatto nulla come è evidentemente mo-

strato dall'andamento della curva di pressione, tracciata nella figura 1^a, tavola 3^a.

Infatti lungo il piano d'applicazione del telaio medesimo può vedersi che il centro di pressione *c* trovasi quasi sul mezzo dell'arcone e della distanza fra i due involucri della vòlta, cosicchè la pressione essendo ivi distribuita uniformemente sulla sezione, non v'ha alcuna tendenza ad un movimento qualsiasi.

E facile poi arguire che la vòlta potrebbe ruinare per rottura della coesione nei suoi involucri prima che avvenga la spaccatura di alcuno dei tiranti di sostegno. E a comprendere tale asserzione basta rammentare il notevole allungamento che subisce il ferro dolce prima di rompersi per trazione, allungamento che dalle esperienze instituite da altro ⁽¹⁾ dei sottoscritti e per quelle citate da diversi autori, può giungere ad 175 della lunghezza primitiva. Ora, anche prendendo in considerazione solo il più breve di tali tiranti di sostegno, per esempio uno di quelli trasversi o' a' aventi la lunghezza di 0^m90, ne risulta che ciascuno di essi potrebbe allungarsi di $\frac{90}{5} = 18$ centimetri prima di rompersi. Nessuno vorrà contestare che la vòlta rovinerebbe prima che alcuna sua parte avesse subito uno spostamento orizzontale così notevole.

Milano, 31 luglio 1874.

Sottoscritti:

Ing. LUIGI TATTI.

Ing. prof. CELESTE CLERICETTI.

Per intero

APPENDICE II

Calcoli di resistenza e della sezione dei ferri della Cupola e delle travi sottostanti

1° COMPOSIZIONE.

La cupola consta:

a) di N° 32 meridiani disposti in piani verticali, ai vertici di un poligono regolare di 32 lati eguali, ciascuno della lunghezza, presa secondo l'asse, di metri 2,75.

b) di N° 9 anelli orizzontali o *paralleli*, compresi quello di imposta e quello di lanterna; questi anelli sono distribuiti ad eguale distanza sulla lunghezza dei meridiani. La loro intersezione coi meridiani forma $32 \times 8 = 256$ trapezi articolati ed altrettanti nodi.

c) di saette e controsaette congiungenti i vertici opposti di ciascuno dei trapezii menzionati.

2° COMPUTO DEI PESI.

1° Il vólto interno di legname, formante il soffitto della gran sala, essendo alla parte inferiore impostato sui pilastri del perimetro interno e sorretto alla parte superiore da tiranti in ferro, sospesi ai meridiani della cupola, si ritiene che una metà del suo peso totale sia direttamente portato dai sostegni e l'altra metà sospeso ai medesimi.

Ora, il peso totale del vólto di legname interno del soffitto ecc., è (V. Appendice III) di chilogrammi 79,410, quindi sua metà 39,705 e per ciascun meridiano $\frac{39,705}{32} = \dots \dots \dots$ Chilog. 1,241 „

2° Peso del cupolino. Il volume totale del ferro pel cupolino è (V. Appendice IV) metri 2,45, quindi il peso $2,45 \times 7,800 = 19,110$ e per ciascun meridiano $\frac{19,110}{32} = \dots \dots \dots$ 597 „

3° Tiranti di sospensione del plafone ai meridiani. Il loro volume complessivo è di circa metri cubi 100, quindi il peso per meridiano $\frac{7,800}{32} = \dots \dots \dots$ 240 „

4° Carico accidentale dovuto a persone disposte nel cupolino e sull'intradosso della vólta interna $\dots \dots \dots$ 222 „

Carico sospeso alla sommità di ciascun meridiano $\dots \dots \dots$ Chilog. 2,300 „

5° Peso proprio della cupola, per metro quadrato della sua superficie esterna:

a) Legname occorrente per metro quadrato 0,042 a chilog. 750	Cg.	31 50
b) Copertura di zinco per metro quadrato	”	8 50
c) Peso dovuto ai ferri d'angolo di sostegno delle terzere in legno, per metro superficiale „	7	”
d) Peso dovuto alle travi componenti l'ossatura della cupola, meridiani, paralleli, saette e controsaette ed accessori.		
Il volume totale del ferro formante la cupola è di metri 7,647, escluso il cupolino (V. Appendice II); la sua superficie essendo di metri quadrati 1,850, il peso al metro superficiale sarà $\frac{7,647 \times 7,800}{1,850} =$		
e) Peso accidentale per metro superficiale „		20 75
Totale peso proprio per metro superficiale Cg.		100 „

6° Pressione accidentale dovuta al vento :

Un vento d'uragano dà la pressione di chilog. 180 per metro quadrato, quindi su ciascun nodo della serie di anelli formanti i paralleli sono a considerare le pressioni seguenti, ritenuto che l'anello di lanterna sopporti anche la pressione per metri 7 di altezza dovuta alla resistenza al vento del cupolino :

Anello da lanterna	Area $0,85 \times 7,00 = 6,10$	a Ch. 180,00	Ch. 1,000 = q_9
Anello 8°	» $1,01 \times 1,79 = 1,87$	» 180,00	» 337 = q_8
Anello 7°	» $1,06 \times 2,00 = 3,20$	» 180,00	» 576 = q_7
Anello 6°	» $2,05 \times 2,20 = 4,51$	» 180,00	» 812 = q_6
Anello 5°	» $2,40 \times 2,50 = 6,00$	» 180,00	» 1,080 = q_5
Anello 4°	» $2,80 \times 3,00 = 8,40$	» 180,00	» 1,512 = q_4
Anello 3°	» $2,80 \times 3,00 = 8,40$	» 180,00	» 1,512 = q_3
Anello 2°	» $2,80 \times 3,00 = 8,40$	» 180,00	» 1,512 = q_2
Anello d'imposta	» $2,80 \times 3,00 = 8,40$	» 180,00	» 1,512 = q_1

I carichi permanenti sono dunque:

1° Alla sommità di ciascun meridiano, il peso permanente $2,300 - 222 =$ chilog. 2,078;

2° Il peso proprio dovuto alla cupola, chilog. 79,25, per metro quadrato che si ritiene di 80.

I carichi accidentali sono:

1° Alla sommità di ciascun meridiano chilog. 222;

2° Peso sulla cupola, per metro quadrato chilog. 20,75, che si assume di chilog. 20;

3° Pressione orizzontale dovuta al vento, cioè i valori di q del prospetto precedente.

3° RICERCA DEGLI SFORZI MASSIMI LUNGO L'ASSE DEI MERIDIANI.

Sia d lo sforzo dovuto ai carichi permanenti ed accidentali verticali, e d' lo sforzo dovuto al vento, e D lo sforzo complessivo, sarà: $D = d + d'$.

La componente verticale di d sarà il peso della cupola e del cupolino.

Ora sul nodo I (vedi tavola annessa) il peso totale è $P_s = \text{Ch. } 2,300$

»	H	il peso è $2,300 + 100 \times 1,8 =$	$P_s =$	» 2,480
»	G	» $2,480 + 100 \times 3,2 =$	$P_7 =$	» 2,800
»	F	» $2,800 + 100 \times 4,5 =$	$P_6 =$	» 3,250
»	E	» $3,250 + 100 \times 6 =$	$P_5 =$	» 3,850
»	D	» $3,850 + 100 \times 8,4 =$	$P_4 =$	» 4,690
»	C	» $4,690 + 100 \times 8,4 =$	$P_3 =$	» 5,530
»	B	» $5,530 + 100 \times 8,4 =$	$P_2 =$	» 6,370
»	A	» $6,370 + 100 \times 8,4 =$	$P_1 =$	» 7,210.

Avremo allora pei carichi permanenti, essendo i valori

di $\text{sen } \alpha$ inscritti nella tavola annessa:

$$d_9 = \frac{P_9}{\text{sen } \alpha_8} = \frac{2,300}{0,433} = 5,311$$

$$d^* = \frac{P_8}{\text{sen } \alpha_8} = \frac{2,480}{0,433} = 5,728$$

$$d_7 = \frac{P_7}{\text{sen } \alpha_7} = \frac{2,800}{0,566} = 4,948$$

$$d_6 = \frac{P_6}{\text{sen } \alpha_6} = \frac{3,250}{0,7} = 4,643$$

$$d_5 = \frac{P_5}{\text{sen } \alpha_5} = \frac{3,850}{0,783} = 4,918$$

$$d_4 = \frac{P_4}{\text{sen } \alpha_4} = \frac{4,690}{0,9} = 5,212$$

$$d_3 = \frac{P_3}{\text{sen } \alpha_3} = \frac{5,530}{0,983} = 5,626$$

$$d_2 = \frac{P_2}{\text{sen } \alpha_2} = \frac{6,370}{1} = 6,370.$$

$$d_1 = \frac{P_1}{\text{sen } \alpha} = \frac{7,210}{0,975} = 7,395$$

Pei carichi accidentali:

$$d'_9 = q_9 \cos \alpha_8 = 1,000 \times 0,9166 = 917$$

$$d'_8 = q_8 \cos \alpha_8 = 337 \times 0,9166 = 309$$

$$d'_7 = q_7 \cos \alpha_7 = 576 \times 0,8333 = 480$$

$$d'_6 = q_6 \cos \alpha_6 = 812 \times 0,733 = 596$$

$$d'_5 = q_5 \cos \alpha_5 = 1,080 \times 0,633 = 680$$

$$d'_4 = q_4 \cos \alpha_4 = 1,512 \times 0,466 = 705$$

$$d'_3 = q_3 \cos \alpha_3 = 1,500 \times 0,233 = 346$$

$$d'_2 = q_2 \cos \alpha_2 = 0$$

$$d'_1 = q_1 \cos \alpha_1 = 1,500 (-0,25) = -375.$$

Si hanno dunque gli sforzi massimi seguenti lungo i meridiani:

$$\text{Sul tronco HI } D_8 = 5,728 + 309 = 6,037$$

$$\text{GM } D_7 = 4,948 + 480 = 5,428$$

$$\text{FG } D_6 = 4,643 + 596 = 5,239$$

$$\text{EF } D_5 = 4,918 + 680 = 5,598$$

$$\text{DE } D_4 = 5,212 + 705 = 5,917$$

$$\text{CD } D_3 = 5,626 + 346 = 5,972$$

$$\text{BC } D_2 = 6,370 + 0 = 6,370$$

$$\text{AB } D_1 = 7,395 + 0 = 7,395.$$

I valori di P corrispondenti al caso in cui siano esclusi i carichi accidentali siano p , avremo i minimi valori di P , cioè:

$$\text{Sul nodo I} = 2,078 \qquad = P_9 = 2,078$$

$$H = 2,078 + 80 \times 1,08 = P_8 = 2,222$$

$$G = 2,222 + 80 \times 3,2 = P_7 = 2,478$$

$$F = 2,478 + 80 \times 4,5 = P_6 = 2,928$$

$$E = 2,928 + 80 \times 6 = P_5 = 3,407$$

$$D = 3,408 + 80 \times 8,4 = P_4 = 4,080$$

$$C = 4,080 + 80 \times 8,4 = P_3 = 4,752$$

$$B = 4,752 + 80 \times 8,4 = P_2 = 5,424$$

$$A = 5,424 + 80 \times 8,4 = P_1 = 6,096.$$

E gli sforzi minimi corrispondenti ai valori di p sui meridiani, saranno, indicandoli con due indici:

$$d''_9 = \frac{P_9}{\text{sen } \alpha_8} = \frac{2,078}{0,433} = 4,780$$

$$d''_8 = \frac{P_8}{\text{sen } \alpha_8} = \frac{2,222}{0,433} = 5,131$$

$$d''_7 = \frac{P_7}{\text{sen } \alpha_7} = \frac{2,478}{0,566} = 4,378$$

$$d''_6 = \frac{P_6}{\text{sen } \alpha_6} = \frac{2,928}{0,7} = 4,183$$

$$d''_5 = \frac{P_5}{\text{sen } \alpha_5} = \frac{3,408}{0,783} = 4,352$$

$$d''_4 = \frac{P_4}{\text{sen } \alpha_4} = \frac{4,080}{0,9} = 4,533$$

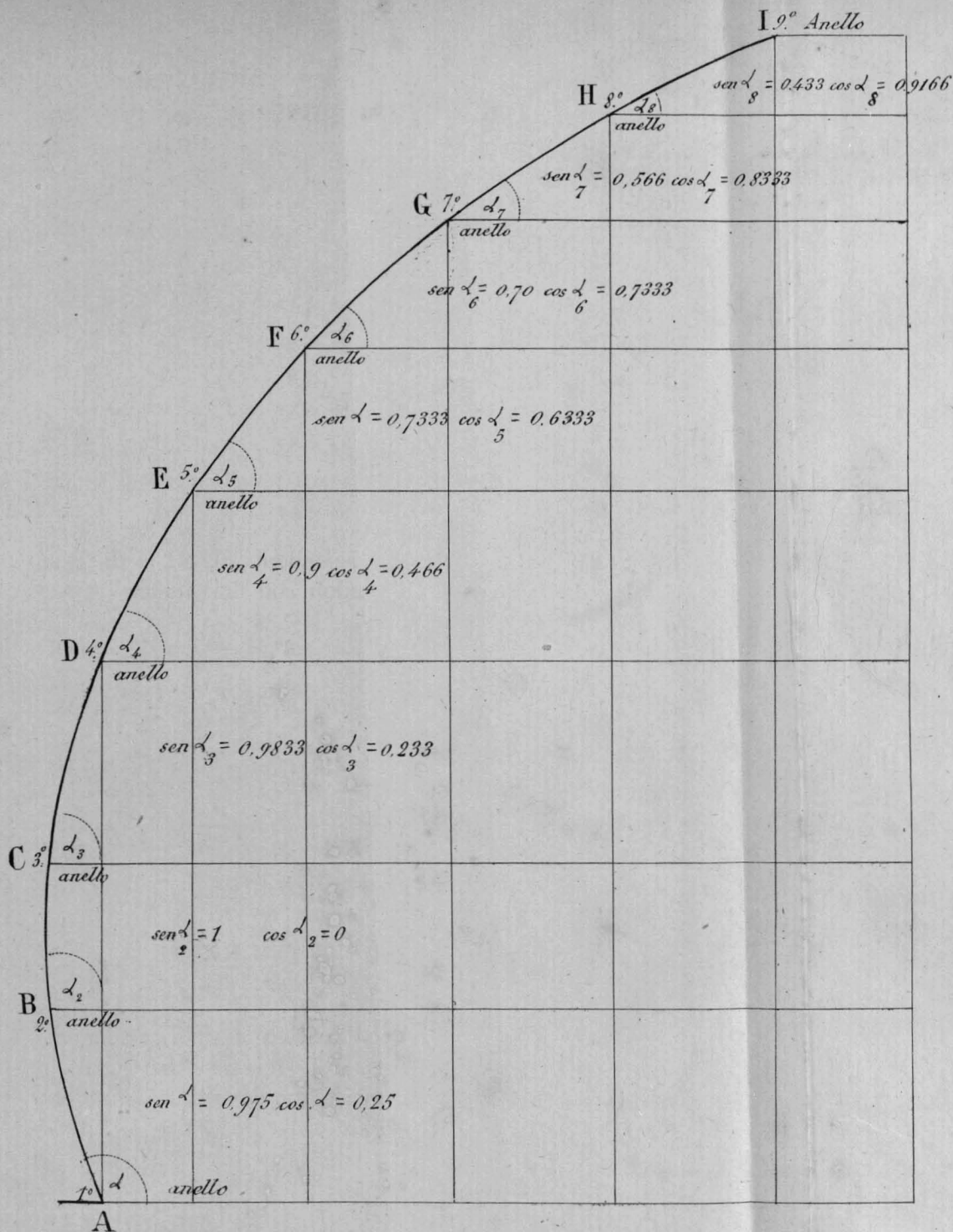
$$d''_3 = \frac{P_3}{\text{sen } \alpha_3} = \frac{4,752}{0,983} = 4,875$$

$$d''_2 = \frac{P_2}{\text{sen } \alpha_2} = \frac{5,424}{1} = 5,424$$

$$d''_1 = \frac{P_1}{\text{sen } \alpha_1} = \frac{6,096}{0,975} = 6,253.$$

5° RICERCA DEGLI SFORZI MASSIMI SUGLI ANELLI O PARALLELI.

Sia t lo sforzo massimo dovuto ai carichi permanenti, t' quello dovuto al vento, T il massimo sul parallelo. Essendo d lo sforzo sul meridiano dovuto al carico permanente, la sua componente, secondo il raggio del parallelo, è $d \cos \alpha$.



Ora, la risultante degli sforzi agenti su due tronchi consecutivi dell'anello deve essere uguale a $d \cos \alpha$; dunque essendo S l'angolo al centro del poligono regolare di 32 lati, si ha:

$$S = \frac{360}{32} = 11^{\circ} 16'.$$

$$\text{Si ha perciò: } t = \frac{d \cos \alpha}{2 \operatorname{sen} \frac{S}{2}} \quad \text{ossia } t = \frac{d \cos \alpha}{0,106}.$$

$$\text{Si ha poi, perchè } d = \frac{P}{\operatorname{sen} \alpha} \quad t = \frac{P \cos \alpha}{\operatorname{sen} \alpha \times 0,196}$$

Quanto alla pressione del vento che si ammette diretta orizzontalmente e normalmente al parallelo in ogni punto, essendo q per ciascun nodo, tale pressione deve essere sopportata dai due tronchi dell'anello formante il nodo, dunque:

$$t = \frac{q}{2 \operatorname{sen} \frac{S}{2}} = \frac{q}{0,196} = 5,109.$$

Per trovare poi lo sforzo che ha luogo sopra un anello qualunque, bisogna considerarlo separatamente come anello di lanterna, nel qual caso è compresso, e come anello d'imposta per la parte superiore, nel qual caso è teso. La differenza fra i due sforzi è quella che sopporta effettivamente l'anello.

Per avere poi i massimi sforzi possibili, bisogna trovare separatamente la massima compressione possibile sul medesimo e la massima possibile tensione. Per ottenere la massima compressione bisogna detrarre la minima tensione possibile sull'anello, considerato come anello d'imposta, dalla massima pressione che sopporta come anello di lanterna, e viceversa per ottenere l'altro massimo.

a) Per l'anello superiore, su cui riposa il cupolino, abbiamo:

$$t_9 = \frac{d_9 \cos \alpha_9}{0,196} = \frac{5,311 \times 0,9166}{0,196} = 24,837$$

$$t'_9 = 5,10 \times q = 5,10 \times 1000, = \underline{5,100}$$

$$\text{Massima compressione} \quad T_9 = 29,937.$$

b) Per l'anello 8°, considerandolo come anello di lanterna, devesi scaricare la parte superiore e si avrà uno sforzo di pressione.

Considerandolo come anello d'imposta, sarà teso, e si avrà la tensione massima considerando il solo carico permanente, perchè il vento vi produce pressione. Troviamo dapprima la massima tensione, e per distinguere i due casi chiameremo t^i lo sforzo quando si considera il parallelo come anello d'imposta, e t^l quando lo si considera come anello di lanterna:

$$t^i_8 = \frac{d_8 \cos \alpha_8}{0,196} = \frac{5,728 \times 0,91}{0,196} = 26,600$$

dalla quale deve dedursi la minima pressione possibile. Per averla bisogna considerare l'anello come di lanterna ed escludere la pressione del vento e i carichi accidentali verticali:

$$t^l_8 = \frac{d''_7 \cos \alpha_7}{0,196} = \frac{4,378 \times 0,833}{0,196} = 18,607.$$

Sarà dunque massima tensione

$$T_8 = 26,600 - 18,607 = 7,993.$$

Per avere ora la massima possibile pressione, allo scopo di assumere per la ricerca della sezione, il massimo dei due sforzi contrari possibili, bisogna considerare l'anello come di lanterna, aggiungendovi la pres-

sione dovuta al vento e tutti i carichi accidentali verticali e sottrarvi la minima tensione che sopporta come anello d'imposta.

Come anello di lanterna, massima pressione

$$\frac{d_7 \cos \alpha_7}{0,196} + 5,10 \times q_8 = \frac{4,948 \times 0,833}{0,196} + 1,718 \, 70 = 21,029 + 1,718 \, 70 = 22,747 \, 70.$$

Come anello d'imposta la massima pressione è

$$d''_8 = \frac{\cos \alpha_8 - 5,10 \times q_8}{0,196} = \frac{5,131 \times 0,916}{0,196} - 1,718 \, 70 = 22,181 \, 3,$$

dunque la massima pressione è

$$T_8 = 21,029 - 22,181 \, 3 = 1152,3 \text{ (tensione),}$$

dunque l'anello 8° è sempre teso, ed il massimo sforzo è

$$T_8 = 7,993.$$

c) Per l'anello 7° troviamo la massima tensione

$$t_7 = \frac{d_7 \cos \alpha_7}{0,196} = \frac{4,948}{0,196} \times 0,833 = 21,029$$

$$t_7 = \frac{d'_6 \cos \alpha_6}{0,196} = \frac{4,183}{0,196} \times 0,733 = 15,644$$

$$\text{Massima tensione } T_7 = 21,029 - 15,644 = 5,385.$$

Come anello di lanterna, massima pressione

$$\frac{d_6 \cos \alpha_6}{0,196} + 5,10 \times q_7 = 17,364 + 2,937 \, 60 = 20,301 \, 60.$$

Come anello d'imposta, la massima tensione

$$\frac{d_7 \cos \alpha_7}{0,196} - 5,10 \times q_7 = 18,606 - 2,937 \, 60 = 15,668 \, 40,$$

dunque massima pressione

$$T_7 = 20,301 \, 60 - 15,668 \, 40 = 4,633 \, 20,$$

e per conseguenza il massimo sforzo possibile è tuttavia di trazione ed è

$$T_7 = 5,385.$$

d) Per l'anello 6°:

$$t_6^i = \frac{d_6 \cos \alpha_6}{0,196} = \frac{4,643 \times 0,733}{0,196} = 17,363$$

$$t_6^l = \frac{d'_6 \cos \alpha_6}{0,196} = \frac{4,352 \times 0,633}{0,196} = 14,055.$$

Massima tensione

$$T_6 = 17,363 - 14,055 = 3,308.$$

Come anello di lanterna, massima pressione

$$\frac{d_5 \cos \alpha_5}{0,196} + 5,10 \times q_6 = \frac{4,918 \times 0,633}{0,196} + 5,10 \times 812 = 15,833 + 4,141 \ 20 = 19,974 \ 20.$$

Come anello d'imposta, la massima tensione

$$\frac{d''_6 \cos \alpha_6}{0,196} - 5,10 \times q_6 = \frac{4,183 \times 0,633}{0,196} - 5,10 \times 812 = 13,509 - 4,141 \ 20 = 9,367 \ 80.$$

Massima pressione

$$T_6 = 19,974 \ 20 - 9,367 \ 80 = 10,606 \ 40,$$

e per conseguenza il massimo sforzo possibile e di pressione è

$$T_6 = 10,606 \ 50.$$

e) Per l'anello 5°:

$$t_5^i = \frac{d_5 \cos \alpha_5}{0,196} = \frac{4,918 \times 0,633}{0,196} = 15,884$$

$$t_5^l = \frac{d'_5 \cos \alpha_5}{0,196} = \frac{4,533 \times 0,866}{0,196} = 15,879.$$

Massima trazione

$$T_5 = 5.$$

Come anello di lanterna, massima pressione

$$\frac{d_4 \cos \alpha_4}{0,196} + 5,10 \times q_5 = \frac{5,212 \times 0,466}{0,196} + 5,10 \times 1,080 = 12,392 + 5,508 = 17,900.$$

Come anello d'imposta, massima tensione

$$\frac{d'_5 \cos \alpha_5}{0,196} - 5,10 \times q_5 = \frac{4,352 \times 0,633}{0,196} - 5,10 \times 1,080 = 14,055 - 5,508 = 8,547.$$

Massima pressione

$$T_5 = 17,900 - 8,547 = 9,353,$$

dunque il massimo sforzo possibile è di pressione ed è

$$T_5 = 9,353.$$

f) Per l'anello 4°:

$$t^i_4 = \frac{d_4 \cos \alpha_4}{0,196} = \frac{5,212 \times 0,466}{0,196} = 12,391$$

$$t^l_4 = \frac{d'_4 \cos \alpha_4}{0,196} = \frac{4,875 \times 0,233}{0,196} = 5,795.$$

Massima trazione

$$T_4 = 6,596.$$

Come anello di lanterna, massima pressione

$$\frac{d_3 \cos \alpha_3}{0,196} + 5,10 \times q_4 = \frac{5,626}{0,196} \cdot 0,233 + 5,10 \times 1,512 = 14,399 \text{ 20}.$$

Come anello d'imposta, massima tensione

$$\frac{d'_4 \cos \alpha_4}{0,196} - 5,10 \times q_4 = \frac{4,533}{0,196} \cdot 0,466 - 5,10 \times 1,512 = 10,777.$$

Massima pressione

$$T_4 = 14,399 \text{ 20} - 10,777 = 3,622 \text{ 80},$$

dunque il massimo sforzo è di trazione ed è:

$$T_4 = 6,596.$$

g) Per l'anello 3°:

$$t_3^i = \frac{d_3 \cos \alpha_3}{0,196} = \frac{5,626 \times 0,233}{0,196} = 14,39920$$

$$t_3^l = \frac{d'_2 \cos \alpha_2}{0,196} = \frac{5,424 \times 0}{0,196} = 0.$$

Massima trazione

$$T_3 = 14,39920.$$

Come anello di lanterna, massima pressione

$$\frac{d_2 \cos \alpha_2}{0,196} + 5,10 \times 1,512 = \frac{6,370}{0,196} \times 0 + 7,71120 = 7,71120$$

$$\frac{d''_3 \cos \alpha_3}{0,196} - 5,10 \times 1,512 = \frac{4,875}{0,196} \quad 0,233 - 7,71120 = 5,795.$$

Massima pressione

$$T^3 = 7,71120 - 5,795 = 1,91620,$$

dunque il massimo sforzo è di trazione ed è:

$$T_3 = 14,39920.$$

h) Per l'anello 2°:

$$t_2^i = \frac{d_2 \cos \alpha_2}{0,196} = 0$$

$$t_2^l = \frac{d'_1 \cos \alpha_1}{0,196} = \frac{6,253 \times 0,25}{0,196} = 7,975.$$

Massima trazione

$$T_2 = 7,975.$$

Come anello di lanterna, massima pressione

$$\frac{d_1 \cos \alpha_1}{0,196} + 5,10 \times q_2 = \frac{7,395 \times 0,25}{0,196} + 7,71120 = 9,432 + 7,71120 = 17,14320$$

$$\frac{d''_2 \cos \alpha_2}{0,196} - 5,10 \times q_2 = 0 - 7,71120 = -7,71120.$$

Massima pressione

$$17,14320 - (-7,71120) = 24,86440,$$

dunque il massimo sforzo è di pressione ed è

$$T_2 = 24,864 \text{ 40.}$$

i) Per l'anello d'imposta

$$t_1 = \frac{d_1 \cos \alpha_1}{0,196} = 9,432 \quad t_1 = 0.$$

Massima pressione

$$\frac{d_1 \cos \alpha_1}{0,196} - 5,10 \times q_1 = \frac{6,253}{0,196} \times 0,25 - 7,711 \text{ 20} = 7,975 - 7,741 \text{ 20} = 263 \text{ 80}$$

dunque il massimo sforzo è di trazione ed è

$$T_1 = 9,432.$$

Riassumiamo ora in un prospetto i massimi sforzi ottenuti sui meridiani e sugli anelli.

SUI MERIDIANI				SUI PARALLELI			
Sul tronco superiore	HI	Cg.	6307 00	Sul 9° (superiore)	Cg.	29937 00	
»	»	GM	5528 00	» 8°	»	7993 09	
»	»	IG	5239 00	» 7°	»	5385 00	
»	»	EF	5598 00	» 6°	»	10656 00	
»	»	DE	5917 00	» 5°	»	9353 00	
»	»	CD	5972 00	» 4°	»	6596 00	
»	»	BC	6370 00	» 3°	»	14399 20	
»	»	AB	7395 00	» 2°	»	24864 40	
				» 1°	»	9432 00	
Sommano			Cg. 48226 00	Sommano			Cg. 118566 00
Media $\frac{1}{8}$			» 6028 25	Media $\frac{1}{9}$			» 13174 00

6° RICERCA DELLE SEZIONI NECESSARIE.

Tenuto conto della possibilità che la risultante degli sforzi sui meridiani non coincida precisamente coll'asse geometrico dei vari tronchi, perchè trasmessi in direzione obliqua dall'uno all'altro, cosicchè ne risulti uno sforzo di flessione trasversale, pel quale il lavoro massimo unitario del metallo può essere superiore di molto

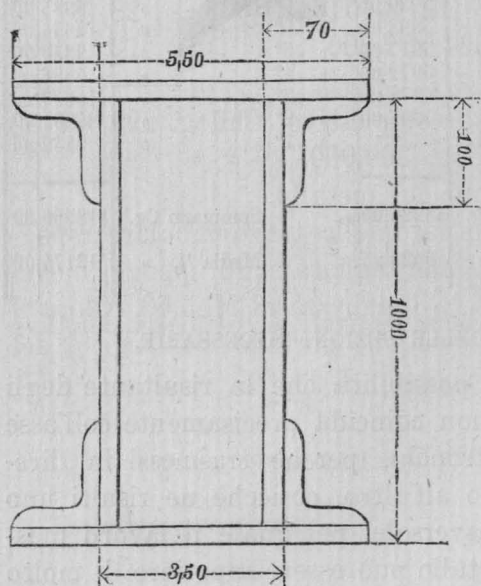
al medio, si assume un lavoro medio di chilog. 3,00 per millimetro quadrato. In allora la sezione media necessaria pei tronchi del meridiano è di millimetri quadrati $\frac{6,028 \ 25}{3} = 2009$, che si ritiene di 2000.

Quanto agli anelli, trovandosi in condizioni migliori di resistenza perchè gli sforzi sui meridiani non tendono ad inflettersi, si assume per lavoro medio il limite di chilog. 4,5 per millimetro quadrato; la sezione media necessaria è dunque di mll. quadrati $\frac{13,174}{4,5} = 2928$, che si portano a millimetri quadrati 3,000. (V. Appendice IV).

7° CALCOLO DELLA RESISTENZA DELLA TRAVE TUBULARE FORMANTE IL TELAIO QUADRATO.

a) Momento d'inerzia

$$I = \frac{1}{12} \{ 0,55 \times 1^3 - 0,051 (0,98)^3 - 0,12 (0,96)^3 - 0,02 (0,78)^3 - 0,341 (0,98)^3 \}$$



che dà

$$I = 0,00545 \quad z = 0,50$$

dunque $\frac{I}{z} = 0,0109.$

b) Pesì portati dalla trave :

1° Peso proprio al metro.

Il volume del ferro che la compone è di m³ 3,9514, quindi il peso totale è

$$\begin{aligned} & 3,9514 \times 7,800 \\ & = \text{chilog. } 30,820 \ 09. \end{aligned}$$

La lunghezza complessiva è $4 \times 27,50 = 110$, e quindi il peso proprio al metro è

$$p = \frac{30,820\ 09}{110} = \text{chilog. } 280\ 3.$$

2° Peso superiore. (V. Appendice IV e la pagina prima di questa) $\frac{79,410}{2} = . . .$ Chilog. 39,705 „

Cupolino. „ 19,110 „
 Tiranti di sospensione del vólto interno . „ 7,800 „
 Carico accidentale 222×32 „ 7,104 „
 Peso proprio della cupola coi carichi acci-
 dentali $100 \times 1,850$ „ 185,000 „

Telaio poligono a 16 lati

Volume M^3 1,135

Telaio poligono

a 8 lati . . . „ „ 2,5165

M^3 3,6515 a 1,800 „ 28,481 70

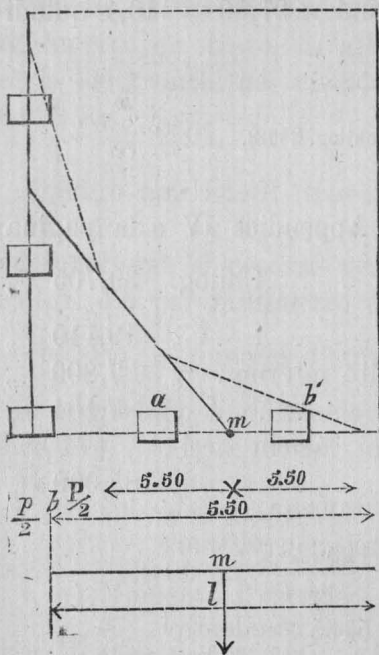
Ghisa per scatole $1^3,694 \times 7,200$. . . „ 12,196 80

Peso complessivo, Chilog. 299,397 50
 ed in cifra tonda Chilog. 300,000.

c) Lavoro massimo del metallo.

Consideriamo ciascun lato della trave tubulare appoggiata sui sei pilastri come tagliata sugli appoggi medesimi. Ogni tronco avrà la lunghezza di M. 5,50. Allora il tronco ab e gli altri consimili portano ciascuno $\frac{1}{6}$ del peso totale suesposto cioè:

$$P = \frac{300,000}{8} = 37500,00.$$



Il peso è applicato nel punto di mezzo m della lunghezza.

Il momento di rottura del tronco nel suo mezzo sarà :

$$M = \left(\frac{pl}{2} + \frac{P}{2} \right) \frac{l}{2} - \frac{pl}{2} \frac{l}{4}$$

$$= \frac{Pl}{4} + \frac{pl^2}{8} = \frac{l}{4} \left\{ P + p \frac{l}{2} \right\},$$

e coi valori di p, l e P

$$M = \frac{5,50}{4} \left\{ 37500 + 280,3 \times \frac{5,50}{2} \right\},$$

che dà $M = 52622,46$.

Indicando con R il lavoro massimo del ferro al metro

quadrato avremo la sezione $\frac{RI}{z} = M$, cioè:

$$R = 0,0109 = 52622,46 \text{ che dà } R = 4,827749.$$

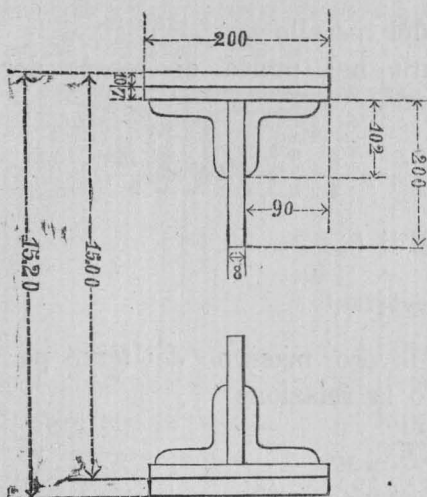
ossia

Chilogrammi 4,82 per millimetro quadrato.

8° CALCOLO DELLA RESISTENZA DELLA TRAVE RETICOLARE FORMANTE IL TELAIO OTTAGONO SOVRAPPOSTO A QUELLO QUADRATO.

a) Momento d'inerzia nel punto di mezzo.

$$I' = \frac{1}{12} \left\{ 0,20 (1,52)^3 - 0,018 (1,486)^3 - 0,164 (1,47)^3 - 0,016 (12,82)^3 - 0,018 (1,486)^3 \right\}$$



che dà

$$I' = 0,006543$$

ed essendo

$$z' = 0,76 \quad \frac{I'}{z'} = 0,008609.$$

b) Peso portato dalla trave:

1° Peso proprio.

Il volume del ferro è di M^3 2,5165 (vedi Appendice IV), dunque il peso Chilog. 19628,70.

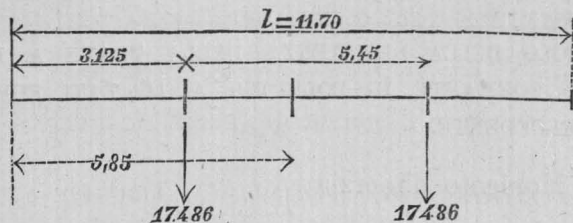
Sviluppo lineare complessivo $11,80 \times 8 = m. \text{ lin. } 94,40$, dunque il peso al metro è $p = \frac{19628,7}{94,4} = 208$ Chilog. circa.

2° Peso sovrincombente. Il precedente	
cioè	Chilog. 299,397 50
meno il peso proprio	„ 19,628 70

Peso totale sovrincombente, Chilog. 279,768 80

Di questo peso ogni lato dell'ottagono ne porta $\frac{1}{8}$, cioè: Chilog. 34,971 10. Questo peso è applicato per metà in ciascuno dei punti c, d , posti alla distanza di $3^m,125$ dagli estremi.

$$\left(17486 + p \frac{l}{2} \right).$$



c) Lavoro massimo del metallo.

Il momento di rottura nel punto di mezzo del trave è

$$M' = \left(17486 + \frac{p' l'}{2}\right) \frac{l'}{2} - p' \frac{l'}{2} \frac{l'}{4} - 17486 \times \frac{3,45}{2},$$

che dà pei valori di p' e di l'

$$M' = 58203,15.$$

Indicando con R' il lavoro massimo del ferro per metro superficiale avremo la relazione

$$R' \frac{I'}{e'} = M',$$

e cioè

$$R' 0,008609 = 58203,15,$$

che dà

$$R' = 6,760718,$$

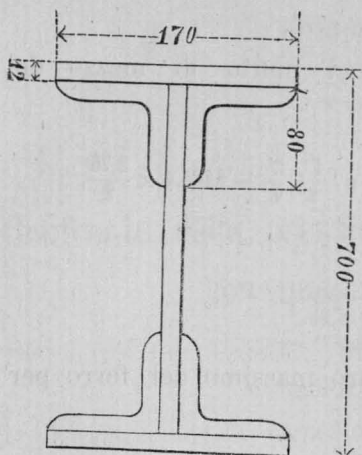
ossia Chilog. 6,76 per millimetro quadrato.

Tale sforzo non esercitandosi che nel mezzo del trave e solo in occasione della presenza eventuale dei carichi accidentali della entità considerata nei calcoli, è da ritenersi tutt'altro che eccessivo, potendosi nelle travature di sostegno in ferro, al coperto delle intemperie, sottoporre il metallo ad un lavoro permanente anche di 9 e 10 chilogrammi per millimetro quadrato.

9° CALCOLO DELLA RESISTENZA DELLA TRAVE A PARETE PIANA FORMANTE IL POLIGONO A 16 LATI SUPERIORE AL PRECEDENTE.

a) Momento d'inerzia

$$I'' = \frac{1}{12} \left\{ 0,17 (0,7)^3 - 0,14 (0,636)^3 - 0,02 (0,516)^3 \right\}$$



che dà

$$I'' = 0,0013478.$$

Ma

$$z'' = 0,33 \quad \frac{I''}{z''} = 0,0038508.$$

b) Pesi portati dalla trave:

1° Peso proprio. Il volume del ferro è di M^3 1,135 (vedi Appendice IV), dunque il peso è Chilog. 8,853. Sviluppo lineare complessivo $5,5 \times 16 = M. 88,00$ dunque

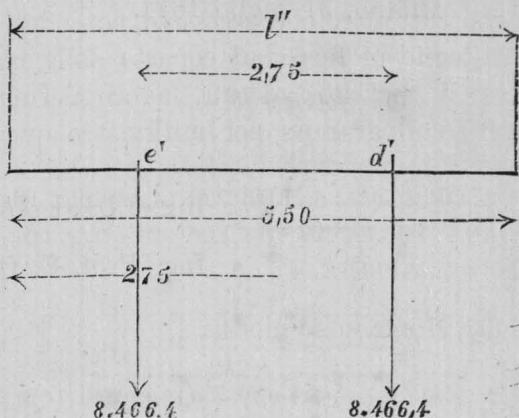
il peso al metro è $p'' = \frac{8853}{88} = 100,6$.

2° Peso sovrincombente. Il peso precedente,
cioè Chilog. 279,768 80
meno il peso proprio „ 8,853 00

Totale peso sovrincombente, Chilog. 270,915 80

Di questo peso ogni lato del poligono porta $\frac{1}{16}$ cioè Chilog. 16932,80. Questo peso è applicato per metà su ciascuno dei punti c' e d' posti alla distanza di m. 2,75 nella parte mediana del trave.

$$\left(8466,4 + p'' \frac{l''}{2} \right)$$



c) Lavoro massimo del metallo.

Il momento di rottura nel punto di mezzo del trave è

$$M'' = \left(8464,4 + \frac{p'' l''}{2} \right) \frac{l''}{2} - p'' \frac{l''}{2} \frac{l''}{4} - 8466,4 \times \frac{2,75}{2},$$

che dà coi valori di l'' e p''

$$M'' = 12016,20.$$

Indicando con R'' il lavoro massimo del ferro per metro quadrato avremo

$$R'' = \frac{I''}{s''} = M'',$$

cioè

$$R'' \times 0,0038508 = 12016,20,$$

che dà

$$R'' = 3,120442,$$

cioè Chilog. 3,12 per millimetro quadrato.

Milano, 31 luglio 1874.

Sottoscritti:

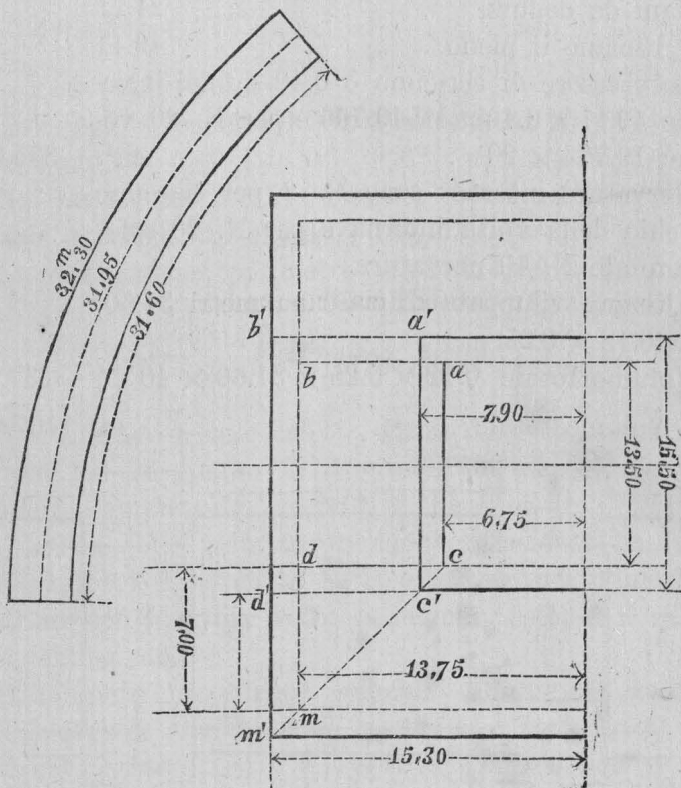
Ing. LUIGI TATTI.

Ing. Prof. C. CLERICETTI.

APPENDICE III

Confronto delle pressioni della Cupola attuale con quella progettata

- 1° RICERCA DELLA PRESSIONE UNITARIA DELLA CUPOLA
ATTUALE NEL SUO STATO ATTUALE ED ULTIMATA.



a) Cupola attuale:

Intradosso: parte $a b c d$	31.60×13.50 mq.	426.60
Triangolo $c d m$ base 700, altezza 31.60,		
area 110.60 e per N. 2	 "	221.20
Estradosso: parte $a' b' c' d'$	32.30×15.80 "	510.54
Triangolo $c' d' m'$ base 7.60, altezza 32.30,		
area 122.74 e per N. 2	 "	245.48

Totale per un quarto di vòlta . . mq. 1403.82

E per N. 4 spicchi mq. 5615,28 e per lo spessore di 0.12, volume m³. 673.82

Costoloni principali: N. 20 interi computando la maggiore lunghezza di quelli diagonal

Area piena di ciascuno mq. 232×31.95 74.12

Vani da dedursi 24,71

Rimane il pieno 49.41

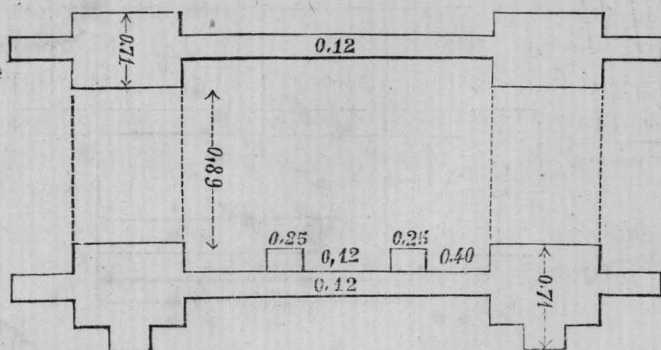
Lo spessore di ciascuno è 0.40 quindi il volume $49.41 \times 0.40 = M^3 19.766$ e per N. 20 volume 19.766×20 m³. 395.32

Nervature interne: sono N. 2 per ciascuno spicchio della vòlta interna e per N. 20 spicchi, totale N. 40 nervature.

Altezza sviluppata di ciascuna, metri 31.60, area 0.12×0.25 .

Volume totale $0.12 \times 0.25 \times 31.60 \times 40$ " 37.92

Volume totale m³ 1107.06



Computando come suolsi d'ordinario il peso della muratura di mattoni in malta a chilog. 2200 al metro cubo, si ha il peso totale di $1107.06 \times 2200 = \text{chil. } 2435532.00$

A questo però bisogna aggiungere

1° Il peso delle due intelaiature di ferro che si computa approssimativamente a chilogrammi 2500.

2° Il peso del voltino che ricorre all'interno del vólto fra i due involucri all'altezza della seconda intelaiatura di ferro. Essa ha la sezione di metri 0.186 e lo sviluppo complessivo di lineari metri 96.

Quindi il suo peso è $0.186 \times 96 \times 2200 = 39283.20$

Assieme chil. 41783.20

Peso totale del vólto „ 2477315.20

Tale peso è portato in totalità da N. 20 pilastri a base quadrata del lato di 0^m.62 formanti imposta al vólto. La sezione totale resistente è dunque di 62×62 eguale a centimetri quadrati 76880.

La pressione per centimetro quadrato risulta dunque di

$$\frac{2,477315.2}{76880} = \text{chilog. } 32.23.$$

A conferma di tale calcolo, basta osservare nella Relazione del 26 giugno 1873 presentata dai signori ingegneri Peyron, Mazzucchetti e Panizza, il prospetto dei carichi della vólta in questione riferito al centimetro quadrato. Esso dà al N. 1 sulla base dei pilastri in mattoni del 3° ordine sotto la cupola, escluso il cupolino, chilog. 32.

Il computo precedente coincide dunque col calcolo dell'Onorevole Commissione citata, ed i sottoscritti son lieti del risultato, ed è una prova che essi ben si ap-

ponevano quando nella loro prima Relazione letta innanzi all'Onorevole Ufficio d'Arte di codesta città nel 13 dicembre dello scorso anno dichiararono di aver piena fiducia sul computo delle pressioni verticali istituito dalla Egregia Commissione che li precedette e di accettarne integralmente i risultati.

Dunque la pressione per centimetro quadrato sul pilastro di mattoni su cui posa la vòlta è almeno di chilogrammi 32.

2° PRESSIONE UNITARIA SE LA VÒLTA VENISSE COMPLETATA SECONDO IL PROGETTO ANTONELLI COLLA SOVRAPPOSIZIONE DEL CUPOLINO.

Tale pressione sarebbe, secondo i calcoli, della Lodata Commissione, di chilog. 38.50 per centimetro quadrato sui pilastri di sommità.

3° RICERCA DELLA PRESSIONE UNITARIA DOVUTA ALLA CUPOLA IN FERRO CON CUPOLINO E GUGLIETTE PROGETTATA DAI SOTTOSCRITTI.

Ferro per la cupola e travature poligone sottostanti col cupolino e tiranti di sospensione del plafone interno e le quattro gugliette

M³ 20527 a chilog. 7800 Cg. 160110.60

Ghisa per le piastre d'appoggio e membra di collegamento M³ 1,673 a chilog. 7200 „ 12189.60

Legname di sostegno della copertura 0^m,042 per metro quadrato e per la superficie totale di 1850 metri quadrati, si ha il volume di metri cubi 77.7 che computato a chilog. 750 il metro cubo danno

58275.00

A riportarsi 230575.20

Riporto 230575.20

Zinco della copertura: chilog. 8.50 per metro quadrato e per mq. 1850 „ 1572.50

Plafone interno

a) Legname dell'ossatura in abete del presunto peso di chilogrammi 650 al metro cubo compresa la ferramenta

e per m. cubi 33 Cg. 21450.00

b) Rivestimento con plafone dell'intradosso del presunto peso tra arrelle e cemento di chilog. 60 al metro superficiale mq. 966 a chil. 60 „ 57960.00

Peso totale del plafone interno Cg. 79410.00 79410.00

Peso complessivo Cg. 311557.70

La superficie resistente essendo, come nel caso precedente, di centimetri quadrati 76880 si ha la pressione per centimetro quadrato eguale a

$$\frac{311557.70}{76.880} = 4.05.$$

4° CONCLUSIONI.

Ne risulta che demolendo la cupola attuale e sostituendovi quella in ferro progettata dai sottoscritti, ciascuno dei pilastri di sostegno verrebbe sollevato della enorme pressione di $32.23 - 4.05 =$ chilog. 28.18 per centimetro quadrato; inquantochè il peso complessivo sarebbe poco più di $1/8$ di quello della costruzione attuale.

Se poi si potesse ammettere per una semplice ipotesi la possibilità di completare la cupola attuale e sovrapporvi il cupolino secondo il Progetto Antonelli, la cupola in ferro presenterebbe una diminuzione di pressione di $38.50 - 4.05 =$ chilog. 34.45 per centimetro quadrato.

Ma presa la cupola nel suo stato attuale, la pressione massima sulla base dei pilastri di mattoni poggianti sul pavimento del Tempio, essendo di chilog. 40.6, vedesi che colla sua demolizione e sostituzione di quella in ferro, tale pressione sarebbe ridotta a

$40.6 - 28.18 = \text{chilog. } 12.40$ per centim. quadrato che sarebbe la massima pressione sulle parti in mattoni dell'edificio, i quali invece di essere cimentati al terzo della resistenza assoluta, lo sarebbero solo ad $1/10$ e con ciò l'edificio assumerebbe quel carattere di stabilità assoluta che è consigliata da tutti i trattatisti di statica architettonica.

Milano, 31 luglio 1874.

Sottoscritti:

Ing. LUIGI TATTI,

Ing. prof. CELESTE CLERICETTI.

APPENDICE IV

CALCOLO RIASSUNTIVO

della spesa necessaria al suo compimento
giusta il progetto dei sottoscritti architetti.

TITOLO PRIMO. <i>Ultimazione della parte di fabbricato esistente e che si conserva.</i> — CAPITOLO PRIMO — Sotterranei.	Quantità	Prezzo	Importo
1. Separazione dell'area con tavolati di mattoni usati provenienti dalle demolizioni della grossezza di centim. 25 per poterne suddividere gli usi nei bi- sogni delle scuole e degli uffici. M. 150 × 3. M ² Si deducono i vani di porta N. 30 di M. 1,10 × 2,40. M ²	450 00	—	—
M ²	146 40	—	—
Residuo M ²	303 60	3 00	910 80
2. Pavimento in calcestruzzo ben battuto previo spia- namento M. 40 × 40 + 29,40 × 4,30 + 2 × 12,70 × 3,50. M ² Si deduce l'area composta dai pilastri e dalle co- lonne. Colonne del diametro di M. 1,28, N° 28. M ² 31 60 Pilastri N° 20 × 1,80 × 1,50 + N° 8 × 1,80 × 1,80 + N° 4 × 1,80 × 1,10 N° 2 × 1,80 × 1,40 + N° 2 × 1,80 × 1,20 N° 2 × 1,50 × 1,50 + N° 2 × 1,20 × 1,20. M ² 104,38	1866 12	—	—
Sommano M ²	136 18	—	—
Restano netti M ²	1729 94	2 40	4329 60
3. Intonachi semplici, rappezzi alle attuali stuccature, alla cappuccina, ritenendo comprese le stuccature dei tavolati di cui al N° 1, nel prezzo dei tavolati stessi. M ³	300 00	0 50	150 00
4. Marciapiede esterno all'ingiro del fabbricato da co- struirsi con lastroni di beola, sopra sottofondo di un corso di mattoni usati in malta, della larghezza media di M. 1,50. M ³	318 00	18 00	5724 00
<i>A riportarsi</i>	—	11114 40	

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>		—	11114 40
5. Ferriate orizzontali nel marciapiede alle stesse finestre apribili sopra telaio della luce di M. 3,50 per M. 0,90, N° 12, e del peso caduna di chilog. 125 e di M. 1,50 per M. 0,75, N° 16, del peso cadauna di chilog. 50. Chilog.	2300 00	1 20	2760 00
6. Serramenti di porta della scala in due ante di rovere doppie, con riquadri pure solidamente ferrati, con catenaccio, verniciati, ed in opera della luce di M. 2,00 per M. 3,00. N°	4	75 00	300 00
Soglie di pietra al piede larghe M. 0,30. N°	4	5 00	20 00
7. Serramenti interni per accessi ai vari ambienti separati in un solo antone riquadrato di legno abete, sopra telaio di travetti simili, pure rusticamente ma solidamente ferrato, verniciato, in opera, luce M. 1,25 × 1,00. N°	10	27 50	275 00
8. Canali sotterranei per lo scolo delle acque pluviali negli acquedotti pubblici in muratura con coperto di beola della luce di M. 0,25 × 0,30, compreso lo scavo di terra, N° 20, della complessiva lunghezza di M.	200 00	7 50	1500 00
9. Costruzione delle fogne per le latrine di forma circolare del diametro di M. 3,50, profondità M. 4,00, da ricavarsi esternamente al fabbricato con muri perimetrali in calcestruzzo grossi M. 0,50, pavimento pure in calcestruzzo grosso M. 0,30 e volta in mattoni, il tutto internamente intonacato e lisciato con bocca di granito del diametro di M. 0,50 sopra telaio simile, portato da un torrino in muratura e compreso il tratto di canale di carico. N°	2	360 00	720 00
10. Selciato alle aree laterali di proprietà del sodalizio con appianamento del suolo e sottofondo di ghiaia M. 31 × 9,20 + M. 11 × 4,00 + 2 × M. 5,00 + 4,40 + M. 32 × 9,80 × M. 11 × 4,60. M²	727 60	2 60	1891 76
Totale importo ultimazione delle parti già esistenti L.	—	—	18581 16
CAPITOLO SECONDO.			
<i>Piano terreno.</i>			
1. Tavolati di suddivisione dei locali da eseguirsi con mattoni usati delle demolizioni nella grossezza di M. 1,25 M. 303,60 × 4,40. M²	1335 84	—	—
Si deduce per vani di porte, N° 34, da M. 1,20 × 2,40. M²	97 92	—	—
Restano di tavolato M²	1237 92	3 00	3713 76
<i>A riportarsi</i>		—	3713 76

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>		—	3713 76
2. Pavimenti alla veneziana lisci, con fasce in giro, compreso l'appianamento con caldana			
M. $37,50 \times 37,50 + M. 4 \times 4,65$, N° 4. M ²	1479 85	—	—
Deduzioni per colonne, N° 28, diam. 1,10. M ²			26,38
Per mezzi pilastri, N° 20, diam. 1,10 $\times$ 1,25. M ²			5,50
Per muri di suddivisione M. $303,60 \times 0,25$. M ²			75,90
Sommano M ²	107 78	—	—
Restano i pavimenti M ²	1372 07	4 50	6174 31
3. Intonachi.			
a) Pareti dei tavolati alle due faccie			
M. $1234,92 \times 2$. M ²	2475 84	—	—
Muri verso l'esterno, campate			
N° $29 \times 4,40 \times 5,65$. M ²	720 94	—	—
Sommano M ²	3196 78	—	—
Si deduce per i vani di porte come sopra M ²			97,92
Si deduce per le finestre			
N° 23 da $1,4 \times 2,75$ M ²			38,65
A dedursi M ²	186 47	—	—
Restano M ²	3010 31	—	—
b) Vólte, superficie dei pavimenti M. 1372,07, che moltiplicato per un coefficiente di 1,07 per avere riguardo allo sviluppo della curva. M ²	1468 04	—	—
Sommano gl'intonachi M ²	4478 51	0 70	3134 96
4. Serramenti di porte per accesso dall'esterno della luce di M. 1,40 per M. 3,75, in due ante di legno noce foderate e risquadrate, ferrate solidamente e verniciate a copale ed in opera. N°	4	75 00	300 00
5. Serramenti di finestra della luce di M. $1,40 \times 2,75$ di legno larice grosso centim. 8 in due antini sopra telaio maestro, solidamente ferrati, verniciati ed in opera. N°	23	70 00	1610 00
Ante d'oscuro interne in legno abete, grosse centim. 5, fodrinare, ferrate, verniciate ed in opera N°	23	30 00	690 00
Ferrate esterne robuste, del peso di Chilog. 120 caduna, verniciate ed in opera. N°	23	120 00	2760 00
6. Serramenti di portine per disimpegno interno dei locali della luce di M. $1,20 \times 2,40$ di legno abete grosso centim. 8, in due antine fodrinare, ben ferrate, verniciate ed in opera, con stipite e contro-stipite di legno simile. N°	34 00	40 00	1360 00
<i>A riportarsi</i>		—	19743 03

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>	—	—	19743 03
7. Parapetti di ferro alle scale discendenti al piano dei sotterranei di forme semplici, verniciati ed in opera, per scale N° 4, lunghezza M. 35, peso chilog. 24 per metro. Chilog.	840 00	1 00	840 00
Simile ai rami ascendenti al primo piano M. 48 del peso come sopra. Chilog.	1152 00	1 00	1152 00
Corrimano in legno noce liscio. M.	83 00	3 00	249 00
Armatura di sostegno dei rami di scala suddetti in ferro, con sei colonne di ghisa del peso complessivo di Chilog.	2400 00	0 90	2160 00
8. Latrine nei corpi sporgenti, N° 3 per lato, per le quali occorre:			
a) Tavolato di suddivisioni in mattoni dello spoglio intonato da ambe le faccie, della grossezza di M. 0,12 M. 9,50 × 4,40 × N° 2. M²	83 60	—	—
Meno le aperture di portina di M. 0,90 per M. 2,10, N° 6. M²	11 34	—	—
Restano M²	72 26	2 00	144 52
b) Serramenti d'antiporto fodrinati, con uno specchio a cristallo appannato, con stipite e controspipite, ferrati, verniciati ed in opera N°	6	30 00	180 00
M. 0,90 × 2,10.			
c) Canne di scarico in ghisa del diametro di M. 0,20 compresi i brani di diramazione del peso di chilogrammi 35 al metro, sopra M. 14 in opera. Chilog.	490 00	0 80	392 00
d) Pisciatoi in marmo lungo le pareti. N°	6	30 00	180 00
e) Sedili pure in marmo con meccanismo all'inglese e coperto d'asse noce lucido. N°	6	90 00	540 00
9. Bianco e tinta alle pareti e volte di tutti i locali interni con zoccolo e fasce o risquadri superficiali come agli intonachi. M.	4478 51	0 10	447 85
Sommano gl'importi per l'ultimazione del piano terreno. L.	—	—	26028 40
CAPITOLO TERZO.			
<i>Primo piano superiore od ammezzato.</i>			
Si riporta la somma calcolata per il piano terreno, col quale perfettamente corrisponde nelle dimensioni, ossia L.	—	—	26028 40
Da cui deducesi:			
a) Pei serramenti di portina d'accesso dall'esterno, valutati al N° 4 in L.	300 00	—	—
b) I parapetti delle scale al N° 7 L.	2241 00	—	—
c) Le ferriate alle finestre al N° 5 L.	2760 00	—	—
Sommano a dedursi L.	—	—	5301 00
Restano a riportarsi L.	—	—	20727 40

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>	—	—	20727 40
Si aggiunge:			
a) Per N° 3 cancellate di ferro all'ingresso dell'atrio, ciascuna in tre campate, una maggiore nel mezzo in due imposte apribili, larghe M. 2,00 ed alte M. 4,00, e due minori laterali fisse di M. 0,65 per M. 4,00 caduna, con disegno elegante, verniciate, con qualche doratura ed in opera del peso per ciascuna apertura di chilog. 600, in tutto chilog. 1800 a L. 1 50. L.	2700 00	—	—
b) Pei parapetti agli scaloni e ripiani d'accesso al piano nobile a disegno elegante in ferro e ghisa, verniciati ed in opera M. 48,00, peso chilog. 1500 a L. 1 20. L.	1800 00	—	—
c) Corrimano ai detti parapetti in legno noce lucido assicurati con zanchette di ferro M. 48,00 a L. 3 50. L.	168 00	—	—
d) Parapetti lisci alle scale secondarie, M. 20, peso chilog. 480, verniciati ed in opera a L. 1 00. L.	480 00	—	—
e) Corrimani liscia detti parapetti, M. 20 a L. 3 00. L.	60 00	—	—
f) Armatura di sostegno agli scaloni con travi e colonnette di ferro, chilog. 3000 a L. 0 90. L.	2700 00	—	—
g) Ramate ai serramenti a vetro, N° 23, verniciate, a L. 45,00. L.	1035 00	—	—
Sommano L.	—	—	8943 00
Totale per l'ultimazione del primo piano L.	—	—	29670 40
CAPITOLO QUARTO.			
<i>Ballatoio esterno di coronamento.</i>			
1. Muratura in mattoni dello spoglio del basamento e della cornice superiore M. 4,80 × 0,50 × 137. M ³	328 80	15 00	4932 00
2. Colonnelle d'ordine composito di granito martellinate, del diametro di M. 0,44, altezza M. 3,74, in opera. N°	76	125 00	9500 00
Basi alle stesse dell'altezza di M. 0,22. N°	76	12 00	912 00
Capitelli intagliati a foglie semplici, pure in granito, altezza M. 0,48. N°	76	50 00	3800 00
3. Voltine a due ordini in mattoni, sviluppo M. 3,50 × 2 × 137. M ²	959 00	7 50	7192 50
4. Pavimento al ballatoio esterno in battuta alla veneziana M. 138 × 1,50. M ²	207 00	4 50	931 50
5. Finimenti in pietra:			
a) Cornice di basamento formante copertina al parapetto dell'altezza M. 0,15, larghezza M. 0,30. M ²	137 00	10 00	1370 00
b) Cornice all'ordine in tre strati dell'altezza di M. 0,60, sporto M. 0,60, lunghezza M. 137. M ²	137 00	30 00	4110 00
<i>A riportarsi</i>	—	—	32748 00

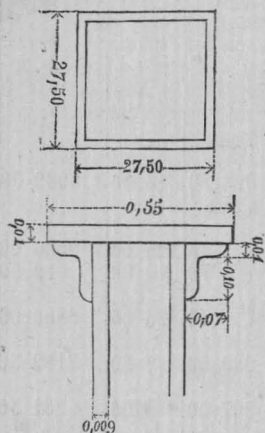
	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>	—	—	32748 00
c) Pilastrini sopra tetto di M. 0,35 in quadro, altezza M. 0,70.	76	30 00	2280 00
6. Copertura di tetto in beole regolari sopra armatura di legno sostenuta da archi rampanti in meno M. $3,20 \times 137$.	438 70	12 00	5260 80
7. Canale di lamiera di ferro per lo scolo delle pluviali.	140 00	3 00	420 00
8. Ferri di collegamento, cioè fascia al piano superiore dei capitelli con perni nei capitelli stessi e tiranti con teste di chiave in corrispondenza ai pilastri principali interni.	2500 00	0 80	2000 00
Chilog.	—	—	42708 80
Totale del ballatoio esterno di coronamento L.	—	—	—

TITOLO SECONDO.

Costruzione della cupola con cupolino e gugliette.

A. — Computo metrico.

1. Telaio quadrato posato su 20 pilastri in mattoni. Le travi saranno a doppia parete: lunghezza complessiva $4 \times 27,50$.



- a) Nervature orizzontali $0,55 \times 0,01 \times 2$.

M. q. $0,011 \times 110$. Volume M^3

Nella parete mediana di quelle travate dove posa il superiore trave ottagonale, altre lamiere di $0,01$ per una lunghezza di $2,00$. I punti d'appoggio sono 8.

Dunque insieme

M. lin. $16,00$.

Area $16 \times 0,01 \times 2$.

- b) Ferri d'angolo.

Area di uno M. $0,0016$.

Volume

$0,0016 \times 4 \times 110$.

- c) Pareti verticali, N° 2.

Spessore $0,009$; altezza

$1^m,00 - 0,02 = 0,98$.

Volume M^3

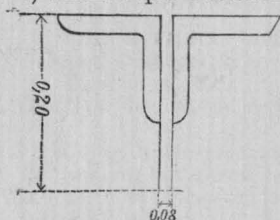
Si deduce per i vani i $\frac{3}{10}$

Rimangono

A riportarsi

110 00	—	—
—	—	1,210
—	—	0,320
—	—	0,704
1,940	—	—
0,832	—	—
—	—	1,358
—	—	3,592

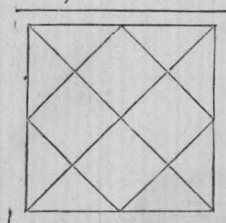
e) Anima sopra e sotto. Altezza 0,20. Spessore 0,008.



Riporto M³
Volume
 $0,20 \times 0,008 \times 2 \times 94,40$
M³

f) Saeette lunghe ciascuna 1^m,80. Quindi sopra ogni campo quadrato, essendo a 45° ed il traliccio doppio $4 \times 1,80 =$ m. lin. 7,20. I campi quadrati sono

$\frac{64,40}{1,50} = 56$ tenuto conto degli esteriori delle travi



che sono impegnate nelle scatole, dunque la lunghezza complessiva delle saeette è di metri lin.

$56 \times 7,20 = 403,20$.

Una metà di esse saranno a barre piatte di

0,12 per 0,01.

Area m. q. 0,0012. L'altra metà a T

m. q. 0,0017.

Dunque saeette piatte:

Volume
 $0,0012 \times 201,6$ M³ 0,242.

Id. T volume
 $0,0017 \times 201,6$ » 0,343.

Volume saeette M³ 0,585.

g) Teste di bulloni. Ad ogni 0,10 nelle tavole, dunque ranghi $\frac{94,4}{0,1} = 944$, ed essendo sei per rango, totale N° 5644

Alle teste di ciascun trave 60 per lato » 480

Per le saeette N° 2 in ciascun incontro sono circa N° 30 per ogni campo quadrato, dunque in totale 56×30 . » 1680

Totale bulloni N° 7804

Volume di 100 teste 0,0008, dunque in totale $78 \times 0,0008 \times 2$. M³

h) Lamiera di rinforzo per pareti dove appoggia la trave superiore del poligono di 16 lati: appoggio

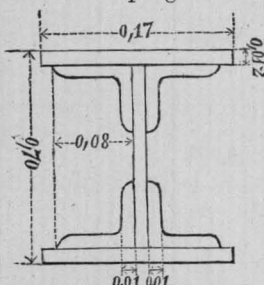
A riportarsi M³

Quantità	Prezzo	Importo
1,4165	—	3,9514
0,3020	—	—
0,5850	—	—
0,1350	—	—
2,4385	—	3,9514

Riporto
lungo 5,50; spessore della lamiera 0,01; lunghezza
0,20. Volume di una lamiera
 $5,5 \times 0,2 \times 0,001 = M^3$ 0,011
e pei N° 8 appoggi, volume totale M^3

Totale complessivo del telaio ottagonò M^3

3. Telaio a poligono di 16 lati.



Travi alte 0,70, lunghezza complessiva
 $16 \times 5,50 = M$. 88.

A parte piana:

a) Tavole
 $0,17 \times 2 \times 0,012 \times 88$.
Volume M^3

b) Ferri d'angolo. Area
d'uno $0,0015$
 $0,015 \times 4 \times 88$.
Volume M^3

c) Parete dello spessore
di 0,01, alta 0,076. M^3

d) Teste di bulloni. Un bullone ogni 0,10, dunque
ranghi $\frac{88}{0,1} = 880$, essendo 4 per fila N° 3520

Pei coprighiunti della lamiera: i coprighiunti
sono ad ogni $2^m,00$: dunque N° 44, e per ciascuno
N° 14 bulloni » 616

Ai vertici, 20 per ciascuno, dunque 20×16 » 320

Totale teste bulloni N° 4456

Volume di 100 teste 0,0008, dunque in totale
 $4456 \times 0,0008 \times 2$. M^3

e) Coprighiunti per le lamiere di ciascuno dei lati;
ad ogni $2^m,00$, dunque N° 44, altezza 0,70, larghezza
0,20, spessore 0,01.

Volume $0,7 \times 0,2 \times 0,01 \times 44 \times 2$. M^3

Volume complessivo del poligono di 16 lati M^3

4. Cupola reticolare:

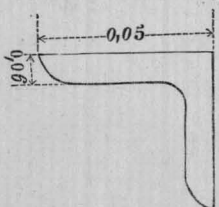
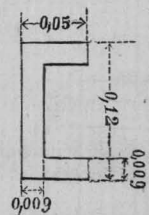
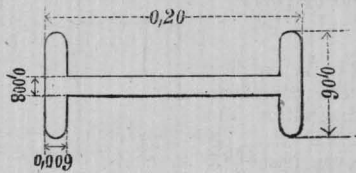
a) Meridiani. Ciascuno in 8 tronchi della lunghezza
di $3^m,00$, sono in N° 32, lunghezza complessiva
 $24 \times 32 = m$. 768. Area di ciascuno millim. quad.
2000. Volume $0,0020 \times 768$. M^3

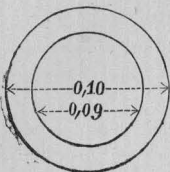
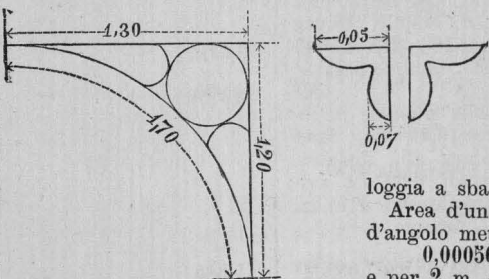
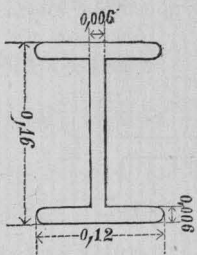
b) Paralleli, lunghezza complessiva m. lin. 628,00.
Area di ciascuno in media millim. q. 3000. Volume
 $0,0030 \times 628$. M^3

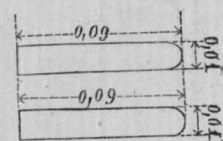
c) Saette e controsaette. Lunghezza di ciascuna
m. lin. 4,00. In ogni trapezio elementare sono 2

A riportarsi

Quantità	Prezzo	Importo
2,4385	—	3,9514
0,0880	—	—
2,5265	—	2,5265
0,360	—	—
0,528	—	—
0,055	—	—
0,072	—	—
0,124	—	—
1,1390	—	1,1390
1,536	—	—
1,884	—	—
3,420	—	7,6169

	Quantità	Prezzo	Importe
<i>Riporto</i>	3,420	—	7,6169
saette: dunque insieme m. lin. 8,00. I trapezzi sono in numero di 32 per ciascuna zona della cupola fra due parallele. Le zone sono 8, dunque i trapezzi sono $32 \times 8 = \text{m. lin. } 2048,00$. La sezione media per ciascuna si terrà di $0,10 \times 0,010 = \text{m. lin. } 2048$. Volume totale $0,0010 \times 2048$. M^3	2,050	—	—
d) Piastre di giunzione supposte quadrate, del lato di 0,30 e dello spessore di 0,02, sono in N° di $32 \times 9 = 288$. Volume $9,30 \times 0,02 \times 288 \times 0,30$. M^3	0,519	—	—
e) Teste di bulloni. Sono N° 9 nodi per meridiano. I meridiani sono $32 \times 9 = 288$ nodi. Sono N° 16 per meridiano per ciascun nodo, dunque $16 \times 288 = 4608$ teste. Volume di 100 teste 0,0008, dunque volume $0,0008 \times 4608 \times 2$. M^3	0,074	—	—
f) Ferri d'angolo per sorreggere le traverse in legno. Area 0,000564. Sono da collocare alla distanza rispettiva di 0,60. Lo sviluppo complessivo è di m. lin. 2807, dunque Volume $0,000564 \times 2807,00$. M^3	1,584	—	—
 Volume complessivo della cupola M^3	7,647	—	7,6470
5. Cupolino:			
1) Anello interno nel piano d'imposta. Area 0,001818. Diametro dell'anello 3,70. Periferia $11^{\text{m}}62$. Volume $0,001818 \times 11,62$.	 M^3	0,0222	—
2) Travi impostate sull'anello d'appoggio ciascuno alto $4^{\text{m}},70$			
ed in numero di 16. Area 0,002536. Volume $0,002536 \times 4,70 \times 16$. M^3	0,1910	—	—
<i>A riportarsi</i>	0,2132	—	15,2639

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>	0,2132	—	15,2639
 3) Colonne, ciascuna alta 3^m,00, ed in N° di 32. Area 0,0015. Volume $0,0015 \times 3,00 \times 32$. M³	0,1440		
4) Mensole a sostegno di ciascuna colonna della  loggia a sbalzo. Area d'un ferro d'angolo metri 0,000564 e per 2 m. q. 0,001128 M³ 0,000564 lunghezza 4^m,20. Volume $0,001128 + 4,2$ » 0,904738 Occhio e periferia 1,256 fatto con ferro d'area. Area 0,00035. Volume $0,00035 \times 1,256$. » 0,000440 Trave superiore c d. Area 0,00233. Volume $0,00233 \times 1,35$. » 0,003150 ————— M³ 0,008892 Volume complessivo delle mensole $0,008892 \times 32$. M³ 	0,2850	—	—
<i>A riportarsi</i>	0 6422	—	15,2639



- Riporto*
5) Travi di sospensione dell'ordine interno dei tiranti cui è attaccato il plafone. Ciascuno alto 4,70 e sono N° 8.

Area di due insieme 0,0018.

Volume

$$0,0018 \times 4,70 \times 8. \text{ M}^3$$

- Travi di legamento fra gli anelli orizzontali ciascuno alto 1^m,10 ed in N° di 8.

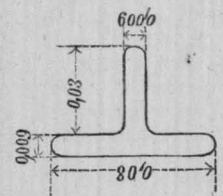
Area 0,00099.

Volume

$$0,00099 \times 1,1 \times 8. \text{ M}^3$$

- 6) Anelli simili al N° 1, in tutto N° 3.

Quantità	Prezzo	Importo
0,6422	—	15,2639
0,0680	—	—
0,00872	—	—
0,07780	—	—
0,1410	—	—
0,1190	—	—
0,0400	—	—
1,09672	—	15,2639



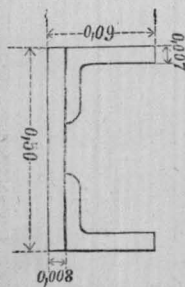
- 7) Trave reticolare alta 0,50.

Area 0^m,0053.

Periferia dell'anello del diametro di 8,50 = 26,70.

Volume

$$0,0053 \times 26,70 \text{ M}^3$$

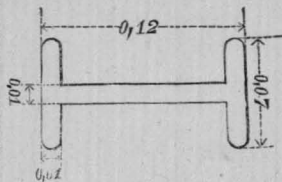


- 8) Sættoni inclinati lunghi 6,20 ed in N° di 8.

Area 0,0024.

Volume

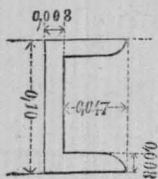
$$0,0024 \times 6,2 \times 8. \text{ M}^3$$



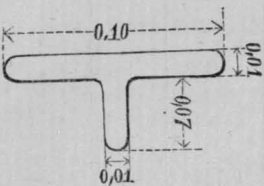
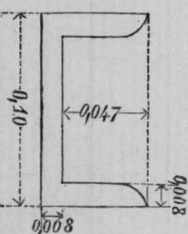
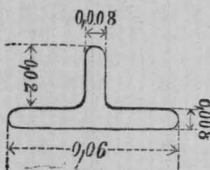
- 9) Sættoni inclinati lunghi 3,50 in N° di 8.

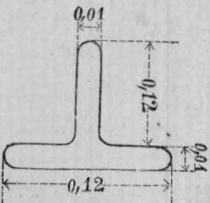
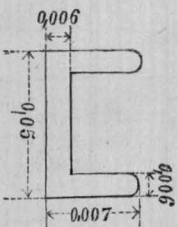
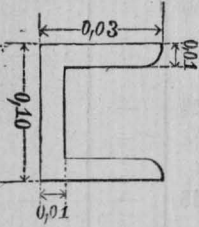
Area 0,000144.

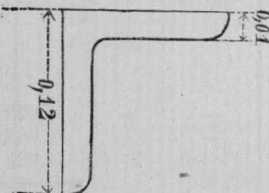
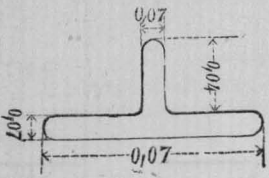
Volume 0,000144 × 3,5 × 8. M³



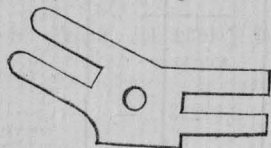
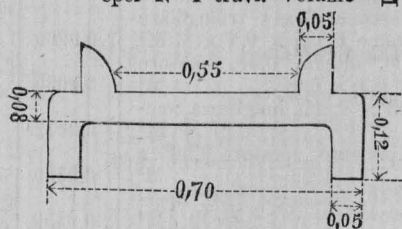
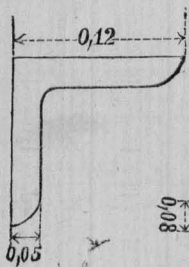
A riportarsi

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>	1,09672	—	15,2639
 10) Travi trasversali: tre tronchi lunghi insieme m. 4,00 in N° di 16. Area 0,0016. Volume $0,0016 \times 4,00 \times 16. M^3$	0,1024	—	—
11) Parapetto della loggia a sbalzo alto m. 1,00. Sviluppo 26,00. Volume M^3	0,1000	—	—
12) Pavimento della loggia esterna in lastre di ferro dello spessore di 0,007. Circonferenza media $7,6 \times 3,4 = 23,85$. Larghezza 1,16. Volume $23,85 \times 1,16 \times 0,007. M^3$	0,19365	—	—
13) Trabeazione esterna. Lamiera di 0,005. Periferia m. 27,00. Sviluppo dell'altezza 1,00. Volume $0,005 \times 27,00 \times 1,00. M^3$	0,00135	—	—
 14) Anello di ritegno ai saettoni del N° 8. Periferia 6,28, ed altro esterno periferia 9,10, insieme 15,38. Area del ferro m. q. 0,00144. Volume $0,00144 \times 15,38. M^3$	0,0222	—	—
 15) Travi trasverse superiori in numero di 8 lunghe m. 2,00 ciascuna. Area 0,00064. Volume $0,00064 \times 2 \times 8. M^3$	0,01025	—	—
16) Lamiera curva. Sviluppo 3,60. Diametro medio 3,80. Spessore 0,005. Volume $3,6 \times 3,8 \times 0,005 \times 3,14. M^3$	0,2148	—	—
17) Parapetto finto alto m. 0,50, lamiera di 0,005, periferia 10,50. M^3	0,0270	—	—
18) Lamiera a tronco di cono; periferia media 23,50, spessore 0,005, altezza 1,20. M^3	0,1410	—	—
<i>A riportarsi</i>	1,90937	—	15,2639

	Quantità	Prezzo	Importo
 19) Travi alti ciascuno 8,00: sono in N° di 8. Area 0,0024. Volume $0,0024 \times 8 \times 8. \text{ M}^3$	1,90937	—	15,2639
 20) Anello superiore. Diame- tro 0,87. Area 0,000588. Volume $0,00059 \times 0,87 \times 3,14. \text{ M}^3$	0,1540	—	—
 21) Colonne del tamburo superiore in numero di 12, alte 2,80. Area 0,001021. Volume $0,001011 \times 2,80 \times 12. \text{ M}^3$	0,00162	—	—
22) Lamiere di riempimento larghe 0,56, alte 2,80, dello spessore di 0,005, in N° di 12. Volume $0,56 \times 2,80 \times 0,005 \times 12. \text{ M}^3$	0,0344	—	—
23) Cornice sagomata. M^3	0,0940	—	—
 24) Travi a sostegno della piramide di sommità, lun- ghezza di ciascuna 5,00, sono in N° di 8. Area 0,0018. Volume $0,0018 \times 5,00 \times 8. \text{ M}^3$	0,005	—	—
25) Zoccolo di base, alto 0,25, sviluppo 5,00, spes- sore 0,005. Volume $0,005 \times 0,25 \times 5,00. \text{ M}^3$	0,072	—	—
26) Cornice superiore. M^3	0,00625	—	—
27) Lamiera di copertura della piramide. Superficie	0,003	—	—
<i>A riportarsi</i>	2,27964	—	15,2639

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>	2,27964	—	15,2639
di una faccia $4,80 \times 0,33 = 1^m,68$ e per 8 faccie 13 ^m ,44. Spessore 0,006.			
Volume $13,44 \times 0,006$.	M ³ 0,0810	—	—
28) Squadre d'attacco, ferri d'angolo simili.	M ³ 0,0600	—	—
29) Teste di bulloni N° 3000 a 0,0008 al 10	M ³ 0,024	—	—
Totale volume del cupolino M ³	2,44464	—	2,44464
6. Tiranti verticali per sospendere il plafone di legname alla cupola. Avranno il diametro di 0,05. Area 0,00196. Sono 4 per ciascuno spigolo dell'ottagono e della lunghezza complessiva di m. lin. 52,00. Essendo 8 spigoli, volume $52 \times 8 \times 0,00196$.	M ³ —	—	0,81536
Volume di ferro per i telai di sostegno, per la cupola, cupolino e tiranti	M ³ —	—	18,5239
7. Gugliette:			
	1) N° 4 aste lunghe ciascuna 8,00. Area 0,0023. Volume $0,0023 \times 4 \times 8$.	M ³ 0,0736	—
	2) Collegamento trasversale all'altezza di m. 3,70 dal piano d'imposta con 4 barre piatte di $0,07 \times 0,01$, lunghezza 0,73. Volume $0,07 \times 0,01 \times 0,73 \times 4$.	M ³ 0,0021	—
	3) Rivestimento in lamiera per formare la piramide di sommità. Area di ciascuna fascia triangolare 0,50. Spessore 0,005. Volume $0,005 \times 0,5 \times 8$.	M ³ 0,0200	—
	4) Cornice, lunghezza 2,00, altezza 0,30, spessore 0,005. Volume $2,00 \times 0,3 \times 0,005$.	M ³ 0,0030	—
	5) N° 8 ferri piatti da $0,03 \times 0,005$, lunghezza complessiva 8. Volume	M ³ 0,0012	—
	6) Lamiera curva di riempimento, spessore 0,005 e telai di ritegno.	M ³ 0,0330	—
	7) N° 8 colonnette, alte 3,10. Diametro 0,08. Spessore 0,05. Volume	M ³ 0,0350	—
	8) N° 8 mensole di sostegno.	M ³ 0,0080	—
	9) N° 8 m. lin. di cornice sagomata.	M ³ 0,0090	—
	10) N° 8 travi lunghe 2 ^m ,00 ciascuna, insieme 16 ^m ,00. Area 0,00077. Volume $0,00077 \times 16$.	M ³ 0,01233	—
	11) Ricoprimento di lamiera.	M ³ 0,06165	—
<i>A riportarsi</i>	0,25888	—	18,5239

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>	0,25888	—	18,5239
12) N° 8 piantane alte 2 ^m ,50. M ³	0,01540	—	—
13) Riempimento in lamiera. M ³	0,10000	—	—
14) Squadre e teste di bulloni. M ³	0,1300	—	—
Totale volume in ferro di una guglietta M ³	0,50428	—	—
e per N° 4 gugliette, volume del ferro 4 × 0,50428. M ³	—	—	2,01712
Volume totale del ferro M ³	—	—	20,54102
8. Copertura della cupola.			
Volume del legname occorrente per ogni metro quadrato della superficie della cupola 0 ^m ,042 e superficie della cupola m. q. 1850. Volume totale del legname 0,042 × 1850. M ³	77,70	—	—
Coperto di zinco: peso per metro quadrato Chilog. 8,50, corrispondente al volume 0,00109 per metro quadrato. Volume dello zinco 0,00109 × 1850. M ³	2,0163	—	—
9. Ghisa occorrente per le piastre d'appoggio dei telai quadrato, ottagonale e a 16 lati:			
1) Travi in ghisa a cassa per i quattro angoli del trave quadrato, fondo piastra di 0,08 per 0,06 × 06, con ribordi su due lati. Volume M ³	—	—	0,030
Quattro montanti alti 1 ^m ,00. M ³	—	—	0,048
Nervature M ³	—	—	0,024
			0,102
per N° 4 travi. Volume M ³	—	—	0,408
della lunghezza di 0,60 sono N° 16. Volume M ³	—	—	0,624
2) Scatole in ghisa sul telaio ottagonale ritenuto il fondo quadrato del lato di 0,5 e spessore 0,06. Volume M ³	—	—	0,0013
Nocciolo alto 1 ^m ,50. Volume 0,04 e per N° 8. M ³	—	—	0,3600
<i>A riportarsi</i>	—	—	1,3935



Riporto

3) Scatole in ghisa pel telaio a 16 lati, alti 0,70. M³

Volume totale della ghisa M³

Quantità	Prezzo	Importo
—	—	1,3935
—	—	0,3000
—	—	1,6935

B. — Stima.

1. *Opere in ferro.* — Volume del ferro

Chilog. 20,54 a Chilog. 7800 = Chilog. 160,212

Di questi, i telai di sostegno, i tiranti, si computano a L. 0,75 al Chilog., e la cupola, il cupolino e le guglie a L. 0,83, cioè:

M³ 8,42 a Chilog. 7800.

» 12,12 a » 7800.

Chilog. 65676 00 0 75 49257 00

94536 00 0 83 80355 60

2. *Opere di ghisa.* — Volume della ghisa M³ 1,70.

Chilog. 7200 00 0 46 5630 40

3. *Legname per la cupola.*

M³ 78 00 150 00 11700 00

4. *Copertura in zinco.*

M. q. 1850 00 12 00 22200 00

5. *Per verniciature* dei ferramenti esposti, per dipinture e stuccature della cupola

L. — — 2837 00

6. *Per la costruzione* della scala interna in legno ed esterna in corda metallica e per i serramenti al cupolino.

L. — — 10000 00

Totale della spesa L.

— — 182000 00

TITOLO TERZO.

Ultimazione della grande aula.

CAPITOLO PRIMO.

Parte interna del Tempio.

1. Pavimenti alla veneziana a grandi riparti geometrici con qualche ornato, con pezzi di marmo scelti compreso l'appianamento del suolo.

Sala m. 37,60². Guardarobe N° 2 di m. 4,80² a tre piani. Loggia sopra l'atrio m. 26 × 4,00. M²

Si deduce per lo spazio occupato dalle scale principali e per N° 20 colonne. M²

1658 00 — —

125 70 — —

Restano M²

1532 30 6 00 9193 80

2. Pavimenti alle loggie con tavolati di legno disposti a gradinate, costrutti con asse abete grosso centi-

A riportarsi

— — 9193 80

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>	—	—	9193 80
metri 5, sostenuta da inferiore armatura di travetti simili.			
Loggia principale			
(24 × 37,60 × 26,20 × 15,60) 5.	M ²	383 00	—
Simile al 2° ordine m. 26,20 × 4 × 3.	M ²	314 40	—
Simile al 3° ordine m. 26,20 × 4 × 2,75.	M ²	290 40	—
Simile al 4° ordine m. 26,20 × 4 × 2.	M ²	209 60	—
Sommano M ²	1399 40	6 50	9096 10
3. Intonaco alle pareti, colonne e pilastri a scagliola o stucco lucido comprese le riquadrature:			
a) Ordine inferiore fin sotto le loggie			
m. 150,40 × 5,00.	M ²	752 00	—
Colonne del diametro di m. 1,00, altezza m. 4,00.			
N. 20	M ³	331 20	—
b) Primo ordine superiore: Pareti 150,40, altezza m. 9,60.	M ²	1443 84	—
Colonne, diametro medio m. 0,80, altezza m. 7.			
N. 20.	M ²	331 68	—
c) Secondo ordine superiore: Pareti m. 150,40, altezza m. 10,50.	M ²	1579 20	—
Piedistalli ai pilastri m. 0,80 × 2,27 × 20.	M ²	153 28	—
Pilastri superiori, lato m. 0,72, altezza 5,90.			
N° 20.	M ²	331 90	—
d) Terzo ordine superiore. Pareti m. 150,40 × 2,00.	M ²	300 80	—
Basamenti, lato m. 0,65, altezza 1,80, N° 20.	M ²	93 60	—
	5359 51	—	—
Deduzioni:			
a) Finestre dell'ordine inferiore, N° 8, di m. 1,60 ² .	M ²	20,48	
b) Finestre al 1° ordine superiore, N° 23, in tre campate, cad. m. 3,50 × 3,80.	M ²	305,90	
c) Finestre al 2° ordine superiore, N° 28, di m. 1,15 × 2,30.	M ²	74,06	
A dedursi M ²	400 44	—	—
Restano M ²	4959 07	3 00	14877 21
4. Intonachi ordinarii alle pareti degli ambienti accessori ed alle volte delle loggie:			
a) Scaloni m. 30 × 15 × 2.	M ²	900 00	—
b) Locali per sagrestie e di servizio a tre piani m. 19,20 × 13,50 × 2.	M ²	518 40	—
c) Scale secondarie m. 19,20 × 15 × 2.	M ²	576 00	—
d) Volte sopra e sotto le loggie principali m. 4,60 ² × 42 pel coefficiente di m. 1,10.	M ²	977 59	—
A riportarsi	2971 99	—	33167 11

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>	2971 99	—	33167 11
e) Voltine sopra le loggie secondarie superiori m. $4,70 \times 1,50 + 20$. M ²	141 00	—	—
f) Volte sopra gli ambienti delle scale principali m. $10,50 \times 4,50 \times 2 \times 1,07$. M ²	101 12	—	—
g) Simili sopra le sagrestie, sale superiori alle medesime e scale secondarie m. $4,80^2 \times 8 \times 1,07$. M ²	197 22	—	—
Sommano M ²	3411 33	0 70	2387 93
NB. Non si fanno deduzioni a compenso delle imbottiture sotto le scale.			
5. Decorazione in stucco interna sopra le ossature predisposte in rustico:			
a) Capitelli sulle colonne dell'ordine inferiore, diametro m. 1,40. N°	20	25 00	500 00
b) Cornici sopra dette colonne, compresi i piedistalli dell'ordine superiore m. $26,40 \times 4 \times$ m. 1,00. M.	105 60	3 00	316 80
c) Basi e capitelli alle colonne dell'ordine superiore d'ordine corinzio, diametro m. 0,80. N.	20	200 00	4000 00
d) Simili alle colonnette delle finestre triface posteriori alla gran loggia, diametro m. 0,38. M.	56 00	60 00	3360 00
e) Cornicette di basamento e di coronamento a dette colonnette m. $37,60 \times 4$, altezza complessiva m. 0,70. M.	150 40	2 50	376 00
f) Trabeazione dell'ordine principale con fregio ed architrave alle due faccie e con cornicione alla faccia interna con mensole e sagome intagliate m. $26,40 \times 4 \times$ alt. 1,35. M.	105 60	25 00	2640 00
g) Piedestalli al 2° ordine superiore, con cornici di base e di cimasa, altezza m. 2,27, di lato 0,80. N°	20	40 00	800 00
h) Basi e capitelli composti a detto 2° ordine composito di pilastri, lato m. 0,75. N°	20	175 00	3500 00
i) Simile ai mezzi pilastri dell'ordine piccolo dietro le loggie minori, lato m. 0,48. N°	64	70 00	4480 00
l) Cornice di basamento e di coronamento a detti pilastrini della complessiva altezza di m. $1,50 =$ m. $30,40 \times 4$. M.	121 60	3 00	364 80
m) Trabeazione al 2° ordine suddetto, con architrave e fregio a due faccie e cornicione interno con mensole ad intagli, altezza m. 1,25. M.	105 60	25 00	2640 00
n) Cornici ai pilastrini del 3° ordine superiore di m. 0,62 di lato. N°	20	10 00	200 00
6. Parapetti ai quattro ordini di loggie in ferro fuso dell'altezza di m. 0,90 a disegni geometrici semplici del peso di Chilog. 35 al metro andante, sviluppo totale m. 416, il tutto verniciato con qualche doratura ed in opera. Chilog.	14360 00	1 00	14360 00
A riportarsi	—	—	73292 64

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>	—	—	73292 64
7. Parapetti alle scale, sia principali che secondarie, pure in ferro e ghisa del peso di Chilog. 24:			
a) Scale principali m. 40. Chilog.	960 00	1 20	1152 00
b) Scale secondarie ai due angoli posteriori dell'edificio m. 60. Chilog.	1440 00	1 00	1440 00
c) Armature di ferro per sostegno delle ultime due andate delle scale secondarie. Chilog.	2000 00	0 70	1400 00
d) Corrimano di legno noce lucido. M.	100 00	3 00	300 00
8. Serramenti di finestra:			
a) Finestre all'ordine inferiore con telai maestri in ferro e cristalli grandi verniciati ed in opera con ramata esterna di m. 1,60 ² . N.	18	70 00	1260 00
b) Simili al 1° ordine superiore tripartite da colonnette di pietra, altezza m. 3,80, larghezza delle campate intermedie m. 1,90 e delle due laterali m. 0,80 caduna, da eseguirsi pure in ferro con cristalli grandi colorati ed esterna rete di ferro apribile, la campata di mezzo in due antini e le laterali fisse, il tutto verniciato ed in opera. N°	82	700 00	22400 00
c) Simili al 2° ordine, anch'essi di ferro, della luce di m. 1,15 per 2,39, apribili in due antini con ramata esterna, vetri colorati, verniciati ed in opera. N°	32	150 00	4800 00
d) Cancellate alle porte d'ingresso degli scaloni in ferro e ghisa, apribili, verniciate ed in opera, N° 4, dell'altezza di m. 3,80 e della larghezza di m. 1,80, peso complessivo. Chilog.	3500 00	1 20	4200 00
e) Serramenti d'accesso alle guardarobe ed alle loggie superiori in legno noce lucido, sopra stipiti a due antini solidamente ed elegantemente ferrati, della luce di m. 1,20 per m. 2,40. N°	12	60 00	720 00
9. Latrine in corrispondenza a quelle in piano terreno nei locali superiori alle sagrestie, con accesso dalle scale secondarie a due piani:			
a) Tavolati di suddivisione in mattoni dello spoglio, compreso gl'intonachi, grossezza centim. 12			
m. 9,50 × 4,40 × 2. M ²	83 60	—	—
Si deduce per le aperture di portina, N° 6, da m. 0,90 × m. 2,10. M ²	11 34	—	—
Restano M ²	72 26	—	—
e per N° 2 piani M ²	144 52	2 00	289 04
b) Serramenti d'antiporto sopra stipite, come al piano terreno. M ²	12 00	30 00	360 00
c) Canne di scarico di ghisa con diramazione, N° 25. Chilog.	625 00	0 80	500 00
d) Pisciatoi come retro. N°	8	30 00	240 00
e) Sedili all'inglese come retro. N°	4	90 00	360 00
<i>A riportarsi</i>	—	—	112713 68

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>		—	112713 68
10. Decorazione in istucco e colori alle vòlte delle loggie e dorature alle parti principali delle cornici intagliate e dei capitelli delle colonne e pilastri degli ordini interni. L.	—	—	10000 00
Totale importo L.	—	—	122713 68
CAPITOLO SECONDO.			
<i>Costruzione del vòlto interno artificiale.</i>			
1. Ricerca della cubatura dei legnami.			
A. Ossatura principale composta di tavole addoppiate di abete della grossezza caduna di centim. 33 e dell'altezza di m. 0,30:			
1) Costoloni dei lunettoni principali, N° 24, lunghezza sviluppata m. 11,50. M³	5 79	—	—
2) Simili semicircolari diagonali agli angoli, N° 4 a m. 10,70. M³	0 88	—	—
3) Simili per le lunette minori agli angoli, N° 4 a m. 3,45. M³	0 29	—	—
4) Intelaiatura quadrata al vertice a cassetta di tavole simili, grosse centim. 5, alte m. 0,50, con sbadacchi interni, m. 11,80 per lato. M³	3 25	—	—
5) Sostegni del plafone intermedio, composto di quattro travi armate, intersecantisi fra di loro di assoni simili grossi centim. 5 a tre doppi, altezza 0,50, lunghezza sviluppata caduna m. 13. M³	3 80	—	—
6) Intelaiatura del lucernare intermedio assicurata a detti sostegni, formata da tavole simili nell'altezza di centim. 50, lunghezza sviluppata m. 16. M³	0 40	—	—
B. Traverse fra detta ossatura principale per formarne le faccie inferiori, alle quali assicurare le arelle con tavole di abete grosse centim. 3, alte m. 0,25 e distanti fra loro m. 0,50:			
1) Lunette principali per ciascuna, N. 20, sviluppo medio 3,70 e p. N° 12. M³	7 77	—	—
2) Lunettoni diagonali, N° 18, sviluppo m. 3,30 e per N° 4. M³	3 40	—	—
3) Mezze lunette agli angoli, N° 6, sviluppo m. 1,80 e per N° 8. M³	0 76	—	—
4) Velarii triangonali fra le lunette principali piane, N° 18, lunghezza media m. 2,70, N° 8. M³	3 05	—	—
5) Soffitta fra le due intelaiature quadrate, N° 96, lunghezza m. 2,50. M³	1 80	—	—
Totale cubatura legname per l'ossatura M³	31 19	—	—
Si aggiunge per sbadacchi e piccoli puntelli. M³	1 81	—	—
Sommano M³	33 00	—	—

	Quantità	Prezzo	Importo
2. Ricerca della superficie da ricoprirsi con grosse stuoie di arelle e cemento:			
a) Lunettoni principali, N° 12, sviluppo medio m. $3,80 \times 8,60$. M ²	392 16	—	—
b) Lunettoni alle diagonali, N° 4, sviluppo medio m. $5,20 \times 8,60$. M ²	178 88	—	—
c) Lunette minori angolari, N° 8, sviluppo medio m. $3,80 \times 2,40$. M ²	72 96	—	—
d) Velarii fra le lunette, N° 8, sviluppo medio $3,10 \times 8,40$. M ²	208 32	—	—
e) Intelaiatura principale, lati N° 4, sviluppo medio m. $1,00 \times 11,20$. M ²	44 80	—	—
f) Plafoni a lucernari fra le due intelaiature, sviluppo medio m. $2,20 \times 25,5$. M ²	56 16	—	—
g) Intelaiatura interna ottagonale m. $0,80 \times 16$. M ²	18 80	—	—
Totale superficie M ²	966 02	—	—
3. Ricerca del costo:			
a) Legname, comprese le ferramenta, cioè grappe, chiodi, ecc., e posizione in opera. M ³	33 00	150 00	4950 00
b) Rivestimento di arelle e cemento, avuto riguardo alle forme complicate e alla costruzione dei lucernari e costoloni in stucco. M ²	966 00	4 00	3864 00
c) Decorazioni in stucco e dipintura. M ²	966 00	1 50	1449 00
d) Serramenti a vetri istoriati sopra intelatura di ferro al lucernare m. $4,80 \times 4,80$ — m. $2,10 \times 0,60 \times 4$. M ²	18 00	50 00	900 00
Totale costo del volto L.	—	—	11163 00
CAPITOLO TERZO.			
<i>Opere di completamento.</i>			
1. Calorifero ad aria calda con grande stufa di ghisa da collocarsi nei sotterranei e condotti di lamiera di ferro da farsi girare nei vari piani lungo le pareti perimetrali in corrispondenza alla linea interna delle colonne della grande aula, con bocche d'ottone apribili a colisse e ramate simili, si calcola occorrere in complesso per questo titolo la somma di L.	—	—	28000 00
2° Illuminazione a gaz con tre giri di fiamme in corrispondenza al parapetto delle loggie ed ai piedistalli delle colonne, traendo il gaz dal gazometro pubblico, con N° 80 bracci a tre grandi becchi e globi di cristallo, oltre N° 40 fiamme esterne sotto			
<i>A riportarsi</i>	—	—	28000 00

	Quantità	Prezzo	Importo
<i>Riporto</i>	28000	—	—
3. Vasche due di lamierone di ferro galvanizzato, della capacità di M ³ 10 caduna, per provvigione d'acqua, tanto per le abluzioni e le latrine, quanto pei casi d'incendio, da collocarsi sopra lo spazio occupato dalle latrine con travi di ferro per sostegno e tubi di piombo tanto di carico che di scarico.	—	—	30000
N° 2 pompe aspiranti e prementi per caricare dette vasche, da collocarsi nei sotterranei, ritenuto l'uso dei pozzi esistenti. L.	—	—	12000 00
4. Mobili per il pubblico e culto, cioè: a) Sedili con leggio di legno noce. N°	1000	15 00	15000 00
b) Armadii per ripostiglio di libri ed arredi sacri e mobili di tavole e sedie per le sagrestie. L.	—	—	4000 00
5. Trasporto e posizione in opera del Tabernacolo col rispettivo tempio, vasca per le abluzioni sacre, ecc. L.	—	—	3000 00
6. Cortinaggio alle finestre in tela forte stampata e per finestre. N°	82	50 00	4100 00
Sommano per le opere di completamento L.	—	—	96100 00

RIASSUNTO

TITOLO I. — Ultimazione delle parti già costrutte che si conservano:

<i>Capitolo</i> 1° — Sotterranei.	L.	18,581 16	—
<i>Id.</i> 2° — Piano terreno.	»	26,028 40	—
<i>Id.</i> 3° — Primo piano ed ammezzato.	»	29,670 40	—
<i>Id.</i> 4° — Ballatoio esterno di coronamento.	»	42,708 80	—

L. 116988 76

TITOLO II. — Ultimazione della cupola metallica ed accessori. »

182000 00

TITOLO III. — Ultimazione della grande aula:

<i>Capitolo</i> 1° — Pareti inferiori.	L.	122,713 68	—
<i>Id.</i> 2° — Costruzione del volto interno artificiale.	»	11,163 »	—
<i>Id.</i> 3° — Opere di completamento.	»	96,100 »	—

L. 229976 68

Totale L. 528965 44

Milano, 31 luglio 1874.

Sottoscritti:

Ing. LUIGI TATTI.

Ing. Prof. CELESTE CLERICETTI.