

REGIO DECRETO D'APPROVAZIONE DEL NUOVO STATUTO

UMBERTO I

PER GRAZIA DI DIO E PER VOLONTÀ DELLA NAZIONE
RE D'ITALIA.

Veduto il disegno di riforma dello Statuto organico della Società degli Ingegneri ed Architetti di Torino, eretta in corpo morale con R. decreto del 18 luglio 1866;

Sentito il parere del Consiglio di Stato;

Sulla proposta del Nostro Ministro Segretario di Stato per la Pubblica Istruzione;

Abbiamo decretato e decretiamo:

Lo Statuto della Società degli Ingegneri e degli Architetti di Torino, annesso al presente decreto, e firmato d'ordine Nostro dal Nostro Ministro Segretario di Stato per la Pubblica Istruzione, è approvato.

Ordiniamo che il presente decreto, munito del sigillo dello Stato, sia inserto nella Raccolta ufficiale delle leggi e dei decreti del Regno d'Italia, mandando a chiunque spetti di osservarlo e di farlo osservare.

Dato a Roma, addì 24 giugno 1888.

UMBERTO.

Visto, Il Guardasigilli: ZANARDELLI.

P. BOSELLI.

SULLA STABILITÀ DI UNA COLONNA NELLA CHIESA DI S. DOMENICO IN ALBA.

In una precedente nota parlai delle condizioni generali di questa chiesa, accennando al pericolo che presenta la quarta colonna a destra di chi entra per la porta maggiore; notando che da tempo remoto si cercò di rimediare coll'apposizione di un tirante in ferro alle soprastanti volte. Ora mi propongo di far vedere come questo rimedio non basta per la stabilità; che la colonna è in continuo pericolo di rottura, e come vi si possa provvedere.

Nella *fig. 1* della *tavola 4* si vede la pianta della chiesa con in *a* l'indicazione della colonna in discorso. Nella *fig. 2* è disegnata la sezione trasversale, dove si vedono le colonne sorreggenti le volte per via di archi longitudinali, trasversali e diagonali alla maniera gotica; e il tetto per via di muri longitudinali. — La *fig. 1*, *tav. 6* rappresenta la sezione meridiana della colonna, degli archi trasversali e del soprastante muro. Colla scorta di queste figure è facile spiegare l'accaduto.

Per la rottura della mezza volta laterale destra, l'arco trasversale della nave centrale presentò una spinta al vuoto; la colonna cedette in alto; la crociera centrale si abbassò; l'arco si ruppe in tre punti A, B, C, alla chiave ed alle reni, e spinse vieppiù la sommità della colonna; la quale si sarebbe senz'altro spezzata se il peso del tetto, del muro e della volta, unitamente alla tenacità della muratura, non avessero opposto una valida resistenza. La colonna, alta m. 9,40

e del diametro di m. 1,15, si inflettè tanto da presentare una saetta di 19 centimetri senza rompersi; ma rimase deformata sotto l'azione di sforzi molto grandi che il tirante di ferro ha bensì limitati, ma che non ha distrutti; i quali pertanto mantengono la colonna in continuo pericolo di rovina.

Per farci un giusto concetto di questo pericolo dobbiamo prima trovare quali sono gli sforzi a cui la colonna è attualmente soggetta. Questi essenzialmente si riducono ad una spinta esercitata sulla sommità della colonna dall'arco trasversale della nave di mezzo e ad un peso esercitato sulla medesima da tutto il masso murale che esso sopporta.

Spinta dell'arco trasversale. Poiché questo arco si è rotto in modo che i pezzi si possono intendere rimasti a contatto in tre punti A, B, C della sezione meridiana, come vedesi nelle *fig. 1*, 2 e 3, riesce molto facile la determinazione della spinta.

Infatti diciamo:

S_1 la componente orizzontale della pressione in A, ossia la spinta cercata;

s' ed s'' i suoi bracci di leva rispetto ai punti C e B;

V la componente verticale;

v' e v'' i suoi bracci di leva rispetto agli stessi punti;

P' e P'' i pesi dei due pezzi AC ed AB dell'arco fra loro a contatto nel punto A, compresi

i pesi delle parti corrispondenti di volta loro annessi ;

p' il braccio di leva di P' rispetto a C; p'' il braccio di leva di P'' rispetto a B;

il sistema essendo in equilibrio, avremo le seguenti relazioni fra i momenti :

(1) S1s' - P'p' - Vv' = 0
P''p'' + Vv'' - S1s'' = 0

Ora, dalle misure dirette risulta:

s' = m.1,25; s'' = m.0,80; p' = 0,93; p'' = 1,55

V' = mc.2,60xII; V'' = mc.3,10xII;

P' = mc.4,25xII; P'' = mc.4,25xII ;

dove II è il peso del metro cubo di muratura, che in questo caso si può ritenere di 1800 Kg. Pertanto dalle equazioni (1) si ricava:

S1 = mc. 3,50 x II = 6300 Kg.

Carico sulla sommità della colonna. Dalle misure dirette risulta che esso è dovuto a metri cubi 18,5 di muratura (riducendo a muratura di peso equivalente il volume del tetto); sarà pertanto :

P1 = mc. 18,5x1800 = 33300 Kg.

Componendo insieme la S1 e la P1 si trova che la risultante incontra la sezione suprema della colonna a m. 0,418 dal baricentro e dalla parte della concavità della curvatura di questa (fig. 1). Concluderemo perciò che questa sezione è sollecitata :

(2) M1 + P1(f-y) + S1(l-x) = (M1 + P1f + S1l)cos(alpha) - S1(EI/P1)sen(alpha)

dove E è un'incognita che bisognerà prima determinare.

Coefficiente di elasticità della muratura.

M1 = (M1 + P1f + S1l)cos(alpha) - S1(EI/P1)sen(alpha)

donde, ponendo per M1, P1, S1, l, y, i loro valori, e notando che la colonna essendo di sezione circolare del diametro di m. 1,15, sarà I=0,084, si ottiene :

E = 154000000 Kg.,

prendendo per unità il metro quadrato.

Assissa della sezione pericolosa. Ciò premesso, notiamo che, sostituendo nell'eq. (2) ad E il suo valore, essa può scriversi così :

(3) M1 + P1(f-y) + S1(l-x) = A cos(alpha) - S1(EI/P1) sen(alpha)

dove sono

A = M1 + P1f + S1l e beta = sqrt(P1/EI) * 1/10,7

quantità note.

1° da una forza orizzontale S1=6300 Kg. passante pel suo centro di gravità e contenuta nel piano meridiano della colonna deformata;

2° da una forza verticale P1=33300 Kg. passante per lo stesso punto e diretta dall'alto al basso ;

3° da una coppia di momento

M1 = 33300x0,418

che tende a far rotare la sezione nel verso degli indici di un orologio.

La colonna si è deformata sotto l'azione di quelle forze e di questa coppia, e finalmente per l'azione del peso proprio, il quale però, avuto riguardo al piccolo spostamento del centro di gravità della colonna rispetto agli altri punti di essa, si può trascurare.

Sezione pericolosa. Questa dipende evidentemente dalla forma assunta dall'asse della colonna dopo la deformazione. Ora si sa che, riferito questo asse a due assi coordinati ortogonali ox ed oy (fig. 5), il primo coincidente colla sua posizione primitiva e il secondo normale ad esso, passante pel piede della colonna e contenuto nel piano di flessione ; e detto :

l l'altezza della colonna;

I il momento d'inerzia della sua sezione ;

E il coefficiente di elasticità del materiale onde la colonna è formata;

f la saetta d'incurvamento,

l'equazione dell'asse deformato è così espressa:

Per questo osserviamo che ad x=l corrisponde y=f e che sostituendo alle due variabili questi due valori, l'eq. (2) diventa :

Di più ricordiamo che il momento flettente in una sezione qualunque è espresso da :

M = EI d^2y/dx^2

quindi il valore massimo di M si ha nella sezione dove è massimo d^2y/dx^2, ossia nei principii

del calcolo differenziale, dove è nullo d^2y/dx^2

Ora, dall'eq. (3) differenziata tre volte di seguito ed eguagliato a zero il risultato, si ricava:

P1 d^3y/dx^3 = beta^3 A sen(beta x) + S1 beta^3 cos(beta x) = 0

equazione che si può mettere sotto la forma

B sen(beta x) = -cos(beta x)

dove

B = (EA/S1) e beta = x/b

Posti per A1, S1 e b i loro valori, si trova:

0,6 sen(beta x) = -cos(beta x)

epperò sarà beta x = 121°; e quindi x = m.0,76.

Vale a dire la sezione pericolosa è a m. 0,76 dal suolo.

Equazione di equilibrio della colonna relativa alla sezione pericolosa. Su questa sezione, oltre le forze P1 ed S1 ed il momento M1 agirà il peso proprio della colonna per la parte sovrastante a questa sezione, il quale, detta W l'area della sezione e chiamando ancora II il peso del mc. di muratura, sarà espresso da WII(l-x) e si potrà intendere applicato nel baricentro di questa parte ; onde dicendo y lo spostamento subito dal baricentro della sezione, il momento di questo peso rispetto al centro sarà :

1/2(l-x)WII(f-y)

cosicchè l'eq. dei momenti rispetto a questo punto sarà :

M = M1 + P1(f-y) + S1(l-x) + 1/2(l-x)WII(f-y)

Osservando che ad x=0,76 nell'eq. (2) dell'asse deformato corrisponde y = -0,002, e ponendo per M1, P1, S1, l, x, W, II ed f i loro valori, si trova approssimativamente :

M = 74900.

Tensione e pressione unitarie massime. La prima si troverà all'estremità del diametro AB della sezione pericolosa (fig. 1 e 6, tav. 6) contenuto nel piano della curva dell'asse e dalla parte della convessità ed è espressa, come si sa, da

(4) K' = P/Q + M/I

la seconda sarà all'estremità opposta dello stesso diametro ed è espressa da

K'' = P/Q - M/I

dove P=Kg. 49500 è il peso totale gravitante sulla sezione; K' e K'' sono rispettivamente la tensione e la pressione, e z è la distanza del punto più lontano dall'asse di flessione; distanza che in questo caso è uguale al raggio, ossia a m. 0,575.

Sarà pertanto, sostituendo alle lettere i numeri:

K' = (49500/1,04) + (74925 x 0,575)/0,084 = 465370 Kg.

K'' = (49500/1,04) - (74925 x 0,575)/0,084 = 500270 Kg.

per metro quadrato ; ossia -0,465 e 0,560 approssimativamente per mll.^2 ; sforzi veramente enormi che raggiungono, quasi il limite della resistenza delle murature comuni alla pressione, e che dimostrano, soprattutto il primo, quanto debba essere eccellente la muratura di quella colonna.

Insufficienza del tirante in ferro. Nella determinazione di questi sforzi abbiamo fatto astrazione dal tirante la cui azione è puramente passiva ; infatti si limita ad impedire l'aumento della flessione, ma non ne distrugge gli effetti attuali ; per cui la colonna è pur sempre piegata ; epperò sussistono tuttora le azioni molecolari che ne sono la conseguenza.

Pericolo di rottura della colonna. Segue dal fin qui detto che da un momento all'altro la colonna può rompersi per qualche causa facilissima a verificarsi. Infatti basterebbe una ondulazione di terremoto nella direzione AB ; oppure l'infissione a colpi di martello di un grosso chiodo nei dintorni del punto A ; oppure la demolizione della parte di tetto sorretto dalla colonna ; oppure ancora un sopracarico accidentale della nave minore in prossimità della colonna medesima.

In questi casi c'è da temere che l'azione passiva del tirante sia insufficiente, perchè essendo stato messo ad opera compiuta, quando già era avvenuta la rottura delle volte e dell'arco trasversale, non si osò forare il pulvino di quest'arco e si preferì collocare il tirante rasente all'arco stesso, forando il pennacchio della crociera, come vedesi nella fig. 2, ciò che per la stabilità dell'opera non è la stessa cosa.

Avverandosi uno di questi casi, è probabile che la muratura incominci dal rompersi per tensione in A e che la rottura si propaghi nel piano della sezione pericolosa riducendo rapidamente il contatto fra i due pezzi ad una superficie così piccola, da provocare una seconda rottura, per compressione, normale alla prima, come suole avvenire nei prismi materiali fortemente compressi. Per diminuire il primo pericolo conviene diminuire la tensione e la pressione massime ; e per evitare il secondo, occorre fasciare la colonna.

Riduzione degli sforzi massimi. Al disopra del pulvino sorretto dalla colonna c'è un'area libera di mq. 1,40 col baricentro alla distanza di m. 0,70 dalla verticale che passa pel centro della sezione pericolosa, e dalla parte della convessità dell'asse deformato, sulla quale si può erigere un prisma in muratura dell'altezza di 3 metri. Eseguendolo in pietrame pesante Kg. 2400 al mc, si può avere un peso di

1,40 x 3,00 x 2400 = Kg. 10000 app.,

il cui momento, rispetto all'asse di flessione della sezione pericolosa, sarebbe

$$-0,70 \times 10000 = -7000.$$

Questo aggiunto al momento M, dà un momento

$$K = \frac{49500 + 10000}{1,04} - \frac{67900 \times 0,575}{0,084} = 57200 - 404800 = -407600 \text{ Kg.}$$

$$K' = \frac{49500 + 10000}{1,04} + \frac{67900 \times 0,575}{0,084} = 57200 + 404800 = 522000 \text{ Kg.}$$

Evidentemente questi sforzi sono assai minori dei precedenti, ma tuttavia ancora molto grandi, e bisognerà ancora cerchiare la colonna.

Cerchiatura della colonna. Un cerchio robusto di ferro capace di impedire la spaccatura verticale dovrà evidentemente applicarsi in corrispondenza della sezione pericolosa. Ma non basterà, perchè la colonna potrebbe ancora spaccarsi in altri luoghi dove gli sforzi, senza essere massimi, sono pure grandissimi.

D'ordinario si ritiene che la muratura non debba mai lavorare in tensione, e ciò perchè mancano criterii pratici per valutarne la resistenza, e perchè col tempo questa potrebbe anche diminuire. Nel caso nostro però, ritenuto che la colonna resiste da tempo memorabile alla tensione trovata di 465379 Kg. per mq.; ritenuto che il tirante in ferro impedisce alla flessione di aumentare, epperò a questa tensione di crescere, possiamo senza tema di errore ritenere (come si vedrà meglio più sotto parlando della muratura come di sostanza isotropa), che basti cerchiare la colonna in tutta quella regione in cui la tensione supera i Kg. 125000 per metro quadrato.

Ciò premesso, il limite di questa regione sarà la sezione per cui risulta

$$K' = \frac{P}{\Omega} + \frac{M}{I} = 125000;$$

ora, se noi applichiamo la formola (4) alla sezione suprema, troviamo

$$K' = 102897.$$

Questo vuol dire che il limite è assai prossimo a questa sezione e però la colonna va cerchiata per tutta l'altezza.

Dimensioni e numero delle cerchiature. Supponiamo che avvenga la rottura temuta. Essa incomincerà nel punto A e si propagherà nell'interno lungo la sezione AB per modo che, se non esistesse il tirante il quale trattiene la colonna, questa andrebbe man mano inclinandosi di più, la spaccatura si approfondirebbe riducendo continuamente, come si disse, la superficie

totale :

$$M' = 74900 - 7000 = 67900;$$

epperò, coll'applicazione di questo peso, gli sforzi massimi si ridurranno a

di contatto fra i due tronchi, e questa tenderebbe a divenire un punto solo: il punto B. Intanto tutto il peso si concentrerebbe su di un'area sempre più piccola, provocando una dilatazione nelle parti a contatto, la quale crescerebbe fino a produrre una spaccatura nel senso verticale; ossia nella direzione delle forze prementi. Bisogna evitare questa seconda spaccatura.

Per questo notiamo :

1° Che la presenza del tirante impedisce alla colonna di inclinarsi maggiormente, epperò la prima rottura ha per limite di grandezza la parte della sezione AB soggetta a tensione, la cui area è nel nostro caso assai prossimamente uguale alla metà della sezione stessa.

2° Che questa parte rimanente oppone una resistenza al distacco nel senso verticale delle due parti di colonna che tendono a dividersi, e che questa resistenza può arrivare fino a Kg. 465000 per mq., giacché abbiamo visto che la muratura della colonna resiste già tuttora a questo sforzo nel punto A senza rompersi. Ma aggiungiamo che non possiamo fare troppo assegnamento su questa resistenza che può venire a mancare nell'intervallo tra due cerchi.

3° Che a questa resistenza dobbiamo aggiungere quella che sarà prodotta dal cerchio di ferro e che ora si tratta di determinare.

Applicheremo un primo cerchio intorno alla sezione pericolosa e ne determineremo le dimensioni nel modo seguente:

Consideriamo nella colonna una falda compresa fra due sezioni rette vicinissime a quella pericolosa, alla distanza $Dx = 1$ mill. fra di loro. Sotto l'azione del carico essa tenderà a schiacciarsi, epperò a dilatarsi, esercitando sull'anello una pressione che ci servirà di norma per determinarne le dimensioni. La forza premente è nulla sull'asse neutro, e si può intendere distribuita in modo lineare parallelamente al diametro AB e in modo uniforme parallelamente alla retta CD. — Conseguo che, riferendo la sezione pericolosa a due assi coordinati Cy e Cz (fig. 6) coincidenti rispettivamente col diametro AB e coll'asse neutro

CD, la pressione unitaria in un punto qualunque m di coordinate (y, z) si potrà esprimere con

$$K_y$$

dove K sarà un coefficiente da determinare.

Determiniamo anzitutto questo coefficiente. — Perciò immaginiamo due piani normali alla sezione pericolosa, paralleli all'asse Cz e distanti fra loro di $Dy = 1$ mill.; essi intercetteranno nella falda un prisma elementare di lunghezza $2z$; colla sez. retta quadrata di 1 mill. di lato in tutti i punti del quale possiamo ritenere che le forze elastiche sieno uguali. La faccia superiore di questo prisma supporterà una pressione espressa da $2KzyDy$; e se noi consideriamo la falda come costituita da tanti prismi analoghi, potremo dire che la somma delle pressioni sopportate dalle loro faccie superiori sarà uguale alla pressione totale agente sulla sezione pericolosa, e pertanto potremo scrivere

$$S \ 2KzyDy = 43300 \text{ Kg.}$$

Ora la quantità $S \ 2zyDy$ rappresenta il momento statico dell'area premuta rispetto alla retta CD, che si può facilmente determinare e che è espresso dal numero 208266000 prendendo per unità il millimetro; sarà dunque

$$208266000.K = 43300 \text{ Kg.}$$

dove $K = chg.0,00021$ per mill.²

Ciò premesso, ritenendo la muratura come sostanza isotropa e che la sua dilazione unitaria orizzontale per effetto di un carico sia uguale a 1/3 dell'accorciamento unitario verticale che si produce con esso (si sa che se è isotropa i limiti del rapporto sono e 1/3 e 1/4), di più notando che il cerchio dovrebbe impedire questa dilatazione, e ritenendo che per questo debba sopportare, sotto l'azione di essa, uno sforzo uguale a quello necessario per produrre sulla lunghezza $2z$ del prisma un accorciamento unitario uguale a 1/3 dell'accorciamento unitario prodotto sullo spigolo Dx , ne avverrebbe che lo sforzo che questo prisma eserciterebbe sull'anello sarebbe uguale a 1/3 del peso che esso sopporta; e sarebbe quindi espresso da

$$Kg. \ 1/30,00021.y,$$

Pertanto l'insieme di tutti i prismi considerati darà luogo ad una risultante unica parallela all'

l'asse Cz espressa da

$$\sum_{m=1}^m \frac{1}{3} 0,00021.y \Delta y = chg.17,0,$$

alla quale il cerchio, se agisse da solo, dovrebbe poter resistere nella direzione CD.

Intanto è manifesto che nella direzione AB si possono immaginare tanti altri prismi elementari analoghi prodotti da piani verticali equidistanti di $Dz = 1$ mill.; ciascuno dei quali sarebbe caricato di uno sforzo medio espresso da

$$\frac{1}{2} 0,00021.y,$$

onde eserciterebbe sull'anello uno sforzo dato da $chg.1/60,00021.y$; dove per y dobbiamo intendere

l'assisa dell'estremità dell'asse del prisma che tocca la periferia della falda. — L'insieme pertanto di questi sforzi si potrà rappresentare con

$S \ 1/60,00021.yDy = 0,000035w$, dove w è l'area premuta della sezione pericolosa espressa in millimetri quadrati; cioè 674000 mll.² Diremo quindi che la risultante di tutte le forze agenti sull'anello nella direzione AB è di

$$Kg. \ 0,000035 \times 674000 = 22 \text{ Kg.},$$

alla quale dovrebbe pure resistere l'anello se agisse da solo.

Ora si noti che la dilatazione della colonna è già avvenuta, nè colla cerchiatura intendiamo farla scomparire, ma solo di evitare una spaccatura verticale, a cui finora si oppone la coesione della stessa muratura. — Non abbiamo criterii, è vero, sul valore di questa coesione, tranne che essa resiste tuttora alla trazione trasversale provocata da un carico di 465000 per mq.; ma possiamo per questo appunto ritenere che si tratti di muratura buonissima e che possa resistere sempre alla trazione che si provocherebbe con un peso di soli 50000 per mq., che è il carico di sicurezza della muratura buona per metro quadrato.

Questo equivale a dire che per ciascuno di quei tali prismi costituenti la falda immaginata possiamo fare assegnamento sulla resistenza alla trazione che si provocherebbe con un carico di $chg. \ 0,05$ per mll.²; resistenza che, valutata nell'ipotesi adottata dell'isotropia della muratura, si troverebbe di $Kg. \ 1/30,05 = 0,017$ per mill.² Essa pertanto in direzione normale all'asse CB sarebbe

$$CB \times 0,017 = 710 \times 0,017 = 12 \text{ Kg.},$$

e in direzione normale all'asse CD sarebbe

$$1150 \times 0,017 = 19 \text{ Kg. circa,}$$

essendo 1150 la lunghezza del diametro in millimetri.

Il cerchio pertanto dovendosi praticamente fare di sezione costante, converrà che possa resistere ad una trazione secondo un diametro qualunque di Kg. $17,6-12=Kg. 5,6$ senza snervarsi; con che resisterà *a fortiori* anche alla trazione nell'altra direzione.

Ora, ritenendo che il ferro nelle costruzioni possa farsi lavorare a chg. 10 per mill.² e che l'anello abbia lo spessore della falda elementare considerata, lo spessore da assegnarsi a questo anello sarà $\frac{7,6}{20} = \text{mill.} 0,18$.

Con un ragionamento analogo per una falda presa alla sommità della colonna, si trova che ivi il cerchio dovrebbe avere lo spessore di mill. 0,14; per cui, se fosse possibile avviluppare la colonna con una spirale di filo di ferro col diametro variabile linearmente dal basso all'alto da mill. 0,18 a 0,14, colle spire a contatto, si avrebbe esattamente la soluzione indicata dal calcolo. Ma questo non è pratico, e bisognerà invece impiegare un piccolo numero di anelli molto robusti collocati a distanza opportuna perchè facciano risentire l'efficacia loro sulle parti scoperte.

Ora mancano criteri scientifici per determinare questa distanza; ma sembra dimostrato dall'esperienza che l'effetto dei cerchi possa estendersi oltre a 1 volta il diametro della colonna da ciascuno; e noi, in appoggio a questo fatto, adotteremo le distanze di 2 metri circa l'uno dall'altro.

Ciò premesso, ritenendo per comodità di calcolo che in tutta la zona protetta dalla cerchiatura nella sezione AB lo spessore da darsi al filo della suddetta spirale fosse costante ed uguale a mill. 0,18, dovremo ivi collocare un anello di sezione retta $0,18 \times 2000 = 360 \text{ mill.}^2$, che si potrebbe avere con una sbarra di mill. 60 per 6. — Così alla sommità se ne porrebbe un altro di sezione mill. 272 per 6; e fra i due se ne collocherebbero tre altri dello stesso spessore coll'altezza rispettiva di mill. 338, 316 e 294.

I cerchi adunque sarebbero 5, da collocarsi alla distanza di 2 metri circa l'uno dall'altro, a partire dalla sezione AB, fatti con ferri dello spessore di mill. 6, colle altezze decrescenti 360, 338, 316, 294 e 270 millimetri.

Torino, marzo 1888.

Ing. G. G. FERRIA.

Verbale dell'Adunanza generale del 16 luglio 1888.

ORDINE DEL GIORNO :

- 1° *Votazione per l'ammissione di un socio effettivo residente.*
- 2° *Proposta di revisione dei regolamenti sociali per coordinarli al nuovo Statuto.*
- 3° *Sopra due questioni di Decoro professionale:*
 - a) *Informazioni riguardanti l'imposta della Ricchezza mobile;*
 - b) *Verificazione di pesi e misure.*
- 4° *Sulla sede della Scuola d'Applicazione per gli Ingegneri in Torino. — Lettura del Socio Ing. G. A. REYCEND.*

Presidenza FERRANTE.

Sono presenti i soci: Albert Alfredo — Belloc — Boella — Bolzon — Borzone — Brayda — Cappa — Corradini — Dubosc — Ferrante — Ferria — Fettarappa — Franco — Galassini — Garavoglia — Girola — Lanino — Nuvoli — Piana — Porta — Reycend — Riccio — Sacheri — Saroldi — Soldati Roberto — Solito — Thovez — Vigna — Zerboglio.

Si legge ed approva il verbale della seduta precedente. Viene pure data lettura dell'elenco degli ultimi doni pervenuti alla Società.

Il *Presidente* annunzia la morte del socio onorario *Comm. Prof. ASCANIO SOBRERO*, e senza ripetere ciò che di lui si lesse nei giornali cit-

tadini, commemora nel defunto specialmente il membro della nostra Società.

Su proposta del socio *Ferria* si decide che sia collocato nelle sale sociali il ritratto del compianto socio onorario.

Reycend propone un saluto ed un augurio al comm. Alessandro Antonelli, che l'altro ieri ha compiuto il novantesimo anno di età. È approvato per acclamazione.

Si vota per l'ammissione del nuovo socio. Visto l'esito favorevole, il *Presidente* proclama *socio effettivo residente* il sig.

BON *Ingegnere* GIUSEPPE, proposto dal socio *Dubosc*.

Il *Presidente* dice che i soci hanno già letto nei giornali che il nostro nuovo Statuto fu approvato con decreto reale. Benchè manchi ancora la conferma ufficiale della notizia, gli consta in modo positivo che essa è vera. Perciò proclama fin d'ora attuato il nuovo Statuto, ed assunto dalla Società il nuovo nome di Società degli Ingegneri e degli Architetti. Fa poi notare come l'attuazione del nuovo Statuto ci ponga

nella necessità di rivedere il regolamento generale ed i vari regolamenti speciali, per coordinarli collo Statuto.

Fettarappa propone che si dia incarico al Comitato di fare gli studi opportuni, e di portarne poi il risultato in una delle prossime adunanze autunnali — È approvato.

Venendo al numero 2 dell'ordine del giorno, il *Presidente* dice che gli ingegneri i quali dirigono delle costruzioni in Torino, vennero chiamati dall'agente delle tasse nel suo ufficio per deporre a scopo fiscale sull'entità dei lavori affidati agli imprenditori, ed invitati poi a confermare per iscritto la deposizione. Per quanto possa parere ostico il fare deposizioni di simil genere, non si può esimersene. La legge però, che dà facoltà all'agente delle imposte di chiamare nel suo ufficio qualunque individuo per informazioni, non parla mai di dichiarazione per iscritto, onde sembra che a questa l'ingegnere possa rifiutarsi. In questo argomento non vale invocare il segreto professionale, perchè costituisce segreto professionale soltanto ciò che si sa per confidenza avuta dai clienti.

Verificazione di pesi e misure. Il *Presidente* ricorda come sia noto che gli ingegneri, con disposizione umiliante e senza portata pratica, vengono chiamati ogni anno a far verificare un metro. La questione se gli ingegneri siano o no obbligati a questa verifica fu sollevata in Toscana e risolta favorevolmente a loro stessi, con sentenza della Corte di Cassazione di Firenze in data 15 gennaio 1873, la quale stabilisce che, sebbene gli ingegneri civili facciano uso del metro nell'esercizio della loro professione, tuttavia non soggiacciono alle disposizioni della legge del 28 luglio 1861, se non sia risultato e non sia espressamente dichiarato che essi se ne valgono per determinare la quantità del lavoro degli operai. La questione del decoro degli ingegneri è svolta nei seguenti considerando della sentenza:

« Attesoché delle categorie degli utenti enumerati dall'articolo 14 della legge 28 luglio 1861, la meno esclusiva degli ingegneri potrebbe dirsi che apparisca quella di coloro che usano pesi e misure per determinare la quantità di lavoro e la mercede degli operai. Ma per desumere soltanto dall'indole della professione esercitata la comprensione dei medesimi in tale categoria, occorrerebbe che l'ufficio loro fosse, se non unicamente ed esclusivamente circoscritto a quelle materiali operazioni, per lo meno che le medesime costituissero il compito essenziale e precipuo dello esercizio di quella professione. Ora, ciò non può dirsi che sia, non avendo gli ingegneri, in quanto sono tali, e finché agiscono nella sfera della loro professione, rapporti diretti ed immediati coll'operaio, e non esercitando quel commercio o quella industria contemplati dalla legge in questione, che sono propri invece dei misuratori e assistenti dei lavori;

« Attesoché una diversa interpretazione sarebbe incivile, come quella che ridurrebbe l'esercizio di quegli scienziati alle umili incombenze di manuali operatori. Che, se vi sono degli ingegneri, i quali fanno uso di pesi e misure per determinare la quantità del lavoro e la mercede degli operai, ciò dovrà essere constatato caso per caso dalle dichiarazioni della sentenza, non assoggettando la legge all'obbligo delle verificazioni periodiche gli esercenti la professione di ingegnere, ma soltanto coloro che usano pesi e misure al fine anzidetto. »

Vigna crede di sapere che l'ing. Davicini padre abbia avuta analoga questione, e che anche per lui siasi fatta la cancellazione dal ruolo di coloro che sono obbligati alla verificazione.

Frattanto si è d'accordo che la Società prenda l'iniziativa di radunare gli interessati, perchè vedano il modo di sostenere insieme il comune interesse, ricorrendo, se necessario, anche ai tribunali.

Il *Presidente* dà poi la parola al socio *Reycend* che legge una sua memoria sulla *Sede della Scuola d'Applicazione per gli Ingegneri in Torino*, e presenta i disegni di due differenti progetti per detta scuola, uno di ampliamento del Castello del Valentino, l'altro d'un edificio completamente nuovo.

Terminata la lettura, che fu salutata con applausi, il *Presidente* ed il socio *Reycend* stesso invitano i presenti a domandare quegli schiarimenti e a fare quelle osservazioni che desiderassero.

Fettarappa, dopo aver detto che a Milano, dove esistono l'Istituto tecnico superiore ed una Scuola superiore di agricoltura, si parla già di riunire questi due istituti per creare una speciale categoria di ingegneri agrari, che continui le splendide tradizioni dell'ingegneria agraria in Lombardia, fa notare che in tal caso ci sarebbe la massima convenienza di fare qualche cosa di simile anche a Torino pel Piemonte, dove pure, in passato, gli ingegneri agrari hanno reso segnalati servizi, e possono renderne ancora di grandissimi. In questa eventualità desiderata, egli non crede che i possibili ampliamenti contemplati nel progetto *Reycend* sarebbero sufficienti, e desidererebbe che nel progetto stesso ne fosse tenuto conto.

Lanino domanda se nell'edificio progettato potrebbe trovar posto anche il Museo Industriale, quando si volesse riunirlo alla Scuola di applicazione.

Cappa fa notare che nell'edificio idraulico, come è progettato, non havvi un canale sufficientemente lungo per la tara dei reometri, e che bisognerebbe pure provvedere alla possibilità d'immettere nella vasca di misura l'acqua proveniente dalle turbine.

Reycend risponde ai soci Fettareppa e Lano che il tema da lui propostosi era quello di provvedere bene ai bisogni attuali della Scuola d'Applicazione, tenendo conto anche di possibili e considerevoli ampliamenti; ma solo in modo generico, non potendo conoscere quali saranno i bisogni futuri. Crede che se venissero formulati in modo concreto questi bisogni, colla disposizione generale dell'edifizio da lui immaginato,

non sarebbe difficile di trovare il mezzo di soddisfarli. A Cappa dice che sarà possibile, con qualche modificazione, di tenere conto delle sue osservazioni.

Indi la seduta è levata.

Il Segretario

G. BOLZON.

Il Presidente

FERRANTE.

SULLA SEDE
DELLA
SCUOLA D'APPLICAZIONE
PER. GLI INGEGNERI
IN TORINO

EGREGI COLLEGHI,

In un fascicolo contenente alcuni cenni storici e statistici riguardanti la nostra Scuola di Applicazione, pubblicato nell'anno 1872, il compianto Professore P. Richelmy faceva notare come dalle costituzioni per la R. Università di Torino, pubblicate un secolo innanzi, non un anno di più, non un anno di meno, risultasse che un solo Professore fosse allora incaricato dell'insegnamento di tutta la matematica e soggiungeva, tra il bonario e l'ironico: « È bensì vero che » questo insegnamento era diviso in cinque anni » di corso e che le materie erano distribuite così, » che nel primo anno dovevasi insegnare l'analisi algebrica, nel secondo le sezioni coniche, nel » terzo l'analisi degli infinitesimi e le istituzioni » di Architettura, nel quarto la teoria del moto » dei solidi, e nel quinto quella del moto dei liquidi; ma, se il Professore non voleva stare » tutto il dì sulla cattedra, è evidente che, ogni » cinque scolari, probabilmente se ne incontravano quattro, cui toccava incominciare il corso » quando il docente aveva già passato più anni » di spiegazione.

» Allora in che impiccio si saran trovati coloro ai quali toccava incamminarsi quando il Professore spiegava l'analisi degli infinitesimi » e la meccanica, è più facile dire che immaginare. Che temperamento si pigliasse per costoro, non so; questo mi consta, che il corso

» erasi infine ridotto all'insegnamento di regole » empiriche, con cui risolvere i pochi casi pratici sui quali continuamente aggiravasi l'esercizio dell'arte dell'Ingegnere. — I casi pratici » si compendiarono nella costruzione di qualche » ponte, di qualche strada, più carrettiera che » carrozzabile, nella misura e divisione di qualche » terreno, e poi soprattutto, nella misura della » portata dei così detti *bocchetti*, cioè luci di » derivazione di acque, fonti queste di eterne » controversie fra i proprietari e gli utenti delle » portate dei canali correnti nelle provincie Vercellese, Novarese, Lomellina, e di continue risorse per gli Ingegneri. »

Certo, con tale ordinamento di studi, non c'era pericolo di confondere le menti degli studenti, obbligandoli ad una soverchia e troppo continuata tensione di mente e neppure poteva facilmente accadere, dacché un solo Professore teneva il mestolo di tutto lo scibile matematico, che s'ingenerassero perniciose ripetizioni di identiche materie nei programmi d'insegnamento dei successivi anni di corso!

Ma quanto si era lontani, si può anche soggiungere, quanto si era lontani dalla meta cui si sarebbe arrivati un secolo di poi e quanto più lontani ancora dallo intravedere i mezzi con cui raggiungerla!

Se si fa astrazione dallo Stabilimento idraulico della *Parella*, che i meno giovani dei nostri colleghi ebbero occasione di conoscere e, per molte e diverse ragioni, ricorderanno con vivo compiacimento, (la fondazione del quale Stabilimento seguì