L'INGEGNERIA CIVILE

E

LE ARTI INDUSTRIALI

PERIODICO TECNICO MENSILE

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

COSTRUZIONI IDRAULICHE

LA ROTTURA DELLA TRAVERSA DELL'HABRA NELLA PROVINCIA D'ORAN (ALGERIA).

Un dispaccio del governatore dell'Algeria in data 18 dicembre 1881, annunciava il terribile disastro prodotto dalla rottura avvenuta nella traversa del serbatoio dell'Habra; l'immensa quantità d'acqua accumulata dietro la medesima si precipitò nella pianura sottostante, inondando e distruggendo parecchi villaggi e parte della città di Perregaux, situata 10 chilometri a valle. La corrente trascinava seco, in un batter d'occhio, uomini ed animali, masserizie, tronchi d'alberi, ecc.; la catastrofe era completa, i soccorsi non potevano organizzarsi convenientemente, prima che le acque avessero cominciato a smaltirsi in modo regolare. Le vittime umane che trovarono la morte in questa inondazione sono numerose e riesce impossibile di precisarne il numero; le ultime constatazioni ufficiali danno una cifra di 209 cadaveri ritrovati nella pianura dell'Habra dopo il ritiro delle acque, ma è certo che ne perì un numero maggiore.

Non insistiamo maggiormente sui danni arrecati dall'inondazione, poiche furono riportati da tutti i più importanti giornali, ma non possiamo astenerci dall'esaminare la questione, che dopo quella umanitaria, si presenta prima al nostro spirito, cioè a dire, la causa probabile della rottura. A quest'uopo giova anzitutto premettere un cenno

sulla traversa stessa.

È noto che la scarsezza d'acqua in Algeria costituisce uno dei principali ostacoli allo sviluppo dell'agricoltura e dell'industria, senz'essa le colture d'estate riescono impossibili, ed i grandi centri non possono formarsi che la dove esistono corsi d'acqua permanenti o sorgenti perenni; ora, nell'Algeria, la siccità è tale che nell'estate quasi tutti i corsi d'acqua sono a secco, mentre nell'inverno presentano delle portate molto variabili. Questa circostanza fece nascere l'idea di raccogliere le acque d'inverno e di conservarle, per poterle poi distribuire in estate; e così si ricorse alla costruzione di serbatoi giganteschi, capaci di contenere una quantità immensa d'acqua.

capaci di contenere una quantità immensa d'acqua. In pochi anni l'Amministrazione superiore ne aveva costruiti parecchi, fra i quali, il più importante è appunto quello dell' Habra, la cui capacità (30 milioni di metri cubi) è di molto superiore a quella di tutti gli altri serbatoi conosciuti (quello di Settons in Francia solo arriva a 22 milioni di metri cubi) (*). Nel primo progetto s'era pensato a una traversa in terra per la ritenuta delle acque, quest'idea fu però abbandonata in seguito alle catastrofi avvenute alle due traverse sul Sig a Tabia (provincia di Oran, e sul Thélat a 30 chilometri da Oran, pure costruite in terra e d'un' importanza molto minore; si decise quindi di elevare una traversa muraria.

Il profilo adottato per la medesima è indicato dalla figura qui unita, nella quale si trovano inscritte tutte le dimensioni, e risulta dalla sovrapposizione di quattro trapezi, dei quali il superiore riducesi ad un rettangolo. L'altezza massima della ritenuta è di 34 metri, e siccome si ha un fianco di metri 1,60, così l'altezza massima della piattaforma sul fondo del serbatoio risulta di metri 35,60. Il muro ha una lunghezza al ciglio di 325 metri circa, ed è rettilineo; ad una delle sue estremità è munito di un muro situato all'altezza della ritenuta e che funziona da scaricatore, la lunghezza di quest' ultimo essendo di 120 metri, si ha pel manufatto una lunghezza totale di 450 metri. Sulla piattaforma e dal lato a valle corre un parapetto di metri 2,40 di altezza con uno spessore di metri 1,50 destinato ad impedire alle onde di tracimare sul davanti.

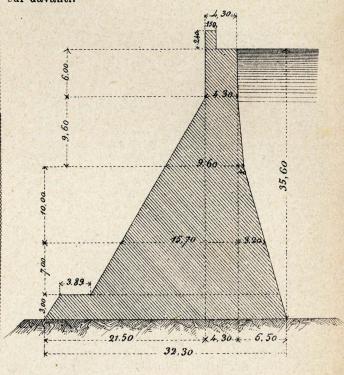


Fig. 29.

Il profilo della traversa è teoricamente esatto e razionale tanto nella forma quanto nelle sue dimensioni e da questo punto di vista non si può fargli il benchè minimo rimprovero. La sua superficie è di 518,80 metri quadrati e la pressione massima al piede della faccia a valle, a serbatoio pieno, di chilogrammi 6,16 per centimetro quadrato, e di chilogrammi 4,38 al piede della faccia a monte a serbatoio vuoto. Potrei anzitutto osservare che nel calcolo di queste pressioni non si è tenuto conto dell'aumento prodotto dalla direzione obliqua per rispetto alla base, che ha di solito la linea d'azione della risultante di tutte le forze agenti sul muro; questo aumento può ritenersi di quasi un terzo del valore totale, per cui le pressioni suddette si elevano rispettivamente ad 8 e 5,50 chilogrammi circa per centim. quadrato; però anche in questo caso la resistenza del materiale non si può ritenere come cimentata oltre il limite di sicurezza.

La costruzione della traversa nella sua posizione definitiva, cominciò nel 1866 e i lavori furono terminati nell'anno 1871; essa è fondata completamente su una specie di grès calcareo appartenente all'epoca terziaria, il quale però non presentava dappertutto la stessa consistenza;

^(*) Negli Stati Uniti d'America se ne trovano di grandissimi : quello del Giordano p. es., ha una capacità di 27 milioni di metri cubi; quello di Woodhall una capacità di 25 milioni, ed altri ancora.

fra due strati di grès duro abbastanza estesi e che costituiscono la base principale della traversa, se ne trovano altri minori, più o meno teneri, alternati con strati di argilla, i quali in alcuni punti si dovettero levar via fino a grandi profondità per sostituirvi del calcestruzzo. Avvertasi oltre a ciò, che lo strato di grès più importante non aveva che una profondità limitata e che fu giudicata come sufficiente a sopportare per se stesso il peso della intera costruzione, ma che il piano di separazione fra il grès e gli strati di schisti argillosi dell'epoca secondaria non è lontano e si dirige all'avalle con un' inclinazione di 45°; i banchi di grès sono pure inclinati di 30° sull'orizzonte. Queste circostanze non passarono inosservate all'Amministrazione superiore, ma siccome la traversa era stata progettata e tracciata quasi intieramente sui banchi di schisti argillosi, dai quali, all'esecuzione dello scavo, non incontrando la roccia, si dovette allontanarsi, così nella nuova posizione la presenza della roccia sembro sufficiente alla fondazione del manufatto.

I materiali impiegati nella muratura non potevano es-

I materiali impiegati nella muratura non potevano essere diversi da quelli trovati sul luogo, stantechè la costruzione di un manufatto di questo genere, richiedente circa 500 metri cubi per metro corrente, non è possibile che alla condizione di trovare sul posto o in vicinanza i materiali necessari. Si misero dunque a contribuzione gli strati di grès terziario sui quali è fondata la traversa e che si elevano lateralmente sulle sponde dell' Habra. La muratura fu dunque eseguita in pietrame a giunti incerti,

e ciò non è punto da biasimare.

Gli spagnuoli nelle loro traverse in muratura hanno bensì prodigato la pietra da taglio, forse in causa delle numerose cave che s'incontrano nel loro paese, ma non è detto che essa offra molto maggior sicurezza di una buona muratura ordinaria. Infatti, perchè il muro presenti la voluta stabilità per rispetto alla resistenza al rovesciamento, la curva delle pressioni tanto a serbatoio vuoto quanto a serbatoio pieno deve mantenersi nel medesimo dentro certi limiti, circostanza questa che obbliga ad allargare la base; ne segue che la pressione totale venendo a ripartirsi su una superficiale diminuisce, e quindi impiegando pietra da taglio non si potrà nemmeno utilizzare la sua maggiore resistenza per rispetto alla muratura di pietrame. Se poi si tiene conto della circostanza che la muratura eseguita con pietra da taglio offre appena una resistenza doppia di quella in pietrame e che il suo costo è ciò nullameno di quattro volte più grande, non si esiterà punto nella scelta della natura dei materiali.

Del resto le traverse del Gouffre d'Enfer sul Furens (Loire), di Ternay in vicinanza ad Annonay (Ardéche) e sul Ban presso Saint Chamond, veri monumenti che onorano altamente l'arte dell'ingegneria, e che sorprendono per l'arditezza delle forme e la sveltezza del loro profilo, furono costruite a pareti viste continue o quasi continue, servendosi unicamente di muratura in pietrame a giunti

incerti.

Solamente è importante avvertire, per quanto riguarda la traversa dell' Habra, che non tutti gli strati di grès presentavano la stessa durezza, alcuni anzi avevano una struttura schistosa molto pronunciata, e sebbene le istruzioni dell'Amministrazione superiore fossero chiare e proscrivessero queste pietre difettose, tuttavia non si può asserire con certezza che non ne siano state impiegate.

asserire con certezza che non ne siano state impiegate. Anche la sabbia di cui si fece uso non va esente da ogni critica: dapprincipio la si prendeva nel torrente stesso dell'Habra, ma quando la traversa raggiunse un' altezza superiore al livello ordinario delle acque del torrente, queste divennero stagnanti e le cave furono riempite da depositi. Si ricorse allora a cave più lontane e la sabbia fornita da queste era pura, ma troppo minuta per la buona esecuzione delle malte. Oltre a ciò giova osservare che l'Amministrazione stessa aveva acconsentito all' impiego di terra rossa invece di sabbia per le murature del nucleo interno; ora la terra rossa contiene un eccesso d'argilla variabile dal 22 al 44 per cento del suo peso, il che non poteva certamente dare delle malte colla resistenza voluta. È bensì vero che la terra rossa fu impiegata per un breve tempo, inquantochè la sua estrazione costava presso a poco quanto quella della sabbia.

La calce impiegata, benchè idraulica, non poteva annoverarsi fra le migliori, veniva fabbricata mediante i calcari marnosi forniti dalla sponda destra dell'Habra, i quali contenevano da la 10 per cento di sabbia e da 16 a 31 per cento d'argilla; essa faceva presa dopo cinque giorni circa.

Ora è ovvio che per una costruzione destinata a ritenere un'altezza d'acqua di 34 metri non si può a meno d'impiegare una calce eminentemente idraulica; ma ciò non basta, essa deve, oltre a ciò, soggiornare alquanto prima di venire impiegata, onde lasciar il tempo alla calce viva di dilatarsi. È noto che tutti i cementi e le calci idrauliche contengono una certa quantità di calce viva, la quale non si dilata che dopo un dato tempo, gonfiando le malte e provocando quindi delle fessure nell'interno delle murature. Questa proprietà di dilatarsi fu già riconosciuta dall'ingegnere francese Minard fin dal 1827, e dalle esperienze che egli fece sembra che una tale dilatazione non si effettui che dopo 12 mesi d'immersione, per alcuni saggi fu ritardata fino a 22 mesi. Questa circostanza fu importantissima, e se nella traversa di cui ci occupiamo la dilatazione ebbe luogo su larga scala, è evidente che dopo alcuni anni, doveva riescire fatale.

dente che dopo alcuni anni, doveva riescire fatale. Esaminiamo ora la traversa sotto un altro punto di vista, il quale farà risaltare maggiormente i difetti che potevano esistere nella costruzione. L'impermeabilità assoluta nel muro non è possibile ad ottenersi di primo colpo e il risultato avuto al Furens, dove non si ebbero che delle macchie d'umidità sulla faccia a valle è, si può dire, eccezionale. Allora però le poche filtrazioni non ebbero grande importanza e cessarono col tempo. Al serbatoio dell' Habra invece le filtrazioni furono numerose; tosto che l'acqua ebbe raggiunta l'altezza di 10 metri cominciarono a mostrarsi sulla parete a valle; man mano che questo livello andava elevandosi aumentarono in modo che il muraglione assunse l'aspetto d'un filtro gigantesco. Questo fenomeno è da attribuirsi specialmente alla natura della pietra impiegata, che è assai porosa. Coll'andar del tempo le acque di filtrazione lasciarono depositato sul muro uno strato sottile, bianco, lucente, il quale non è altro che un carbonato di calce analogo a quello delle stallattiti e proviene certamente da un eccesso di calce non trasformata in silicato, nelle malte idrauliche di cui si fece uso, e disciolto dalle acque di filtrazione sotto la gran pressione esercitata dalle acque del serbatoio. Pervenuta al contatto dell'aria la calce diventa un carbonato e si deposita così in concrezioni sulla parete del muro. Dall'esposto risulta adunque che la pietra impiegata non era quale avrebbe dovuto essere e che la malta, col tempo, dovette aver perduto le sue proprietà idrauliche e coesive.

Abbiamo esaminate una ad una, tutte le circostanze che possono influire sulla stabilità del manufatto (*), esaminandole dettagliatamente onde formarsi un criterio sulla maggiore o minore loro attendibilità. In tal modo si viene ad eliminare fin dal principio quelle che furono semplicemente osservate e restano le altre, alle quali si possono imputare le ragioni della rottura. Se non che la mancanza di dati precisi rende difficile il determinarne esattamente la causa, epperò noi opiniamo che non si possa attribuirla ad una sola circostanza, ma che tutte quelle esposte precedentemente dovettero contribuirvi per una parte e collimare, unitamente agli effetti prodotti dall'inondazione e di cui parleremo in appresso, alla distru-

zione del manufatto.

La rotta ha una lunghezza di 100 metri ed una profondità di 25 discendendo fino alla base, dal che si può arguire che anche le fondazioni possono aver ceduto; in ogni modo l'esecuzione della muratura, almeno per quanto riguarda la scelta di materiali, non sembra essere stata condotta con quell'accuratezza che si richiede per un lavoro di questo genere; ma su ciò non vogliamo avventurarci in congetture, stantechè il governo, che da alcuni anni aveva osservato dei movimenti nelle murature, ha ordinato una rigorosa inchiesta, il cui risultato conviene

^(*) Tralasciamo di accennare alla questione dei depositi immensi che hanno luogo annualmente dietro la traversa e che diminuiscono la capacità del serbatoio; inquantochè non crediamo che abbiano potuto diminuire la stabilità del manufatto.

aspettare. Sembra che la Compagnia assuntrice dei lavori sia garante per 10 anni, ed in allora, escludendo il caso di forza maggiore, la responsabilità cadrebbe sulla medesima, visto che il termine non era ancora trascorso

intieramente al momento della rottura.

Osservisi però che la rotta ebbe luogo in seguito ad un' inondazione delle più disastrose ed accompagnata da condizioni meteorologiche estremamente sfavorevoli. Il bacino idrografico che fornisce l'acqua al serbatoio del-l'Habra ha un'estensione di 800 milioni di metri quadrati, l'altezza della pioggia caduta sul medesimo in un tempo brevissimo, fu constatata dagli udometri essere stata di metri 0,161 e siccome essa fu generale in tutto il bacino, così la quantità d'acqua totale può valutarsi a 128,800,000 metri cubi, e siccome l'evaporazione non potè certamente intervenire in una proporzione notevole in si breve spazio di tempo, così tenendo conto delle filtrazioni che poterono aver luogo, senza esagerare, si può ammettere che la traversa lasciò passare in una notte più di 100 milioni di metri cubi. Ora è ovvio che una tale quantità d'acqua dovette tracimare dall'alto formando una lama d'acqua la cui altezza si può calcolare a circa un metro (la portata per minuto secondo era di 5000 metri cubi), e siccome il parapetto si eleva già di metri 2,40 al disopra del livello ordinario del bacino, così la sopraelevazione totale può ritenersi di circa metri 3,90 (*). Un tale aumento nell'altezza della ritenuta non apportera certo un cambiamento notevole nelle condizioni di stabilità relative allo scorrimento, ma la pressione sulla faccia a valle deve aumentare considerevolmente. Da un calcolo approssimativo e tenuto conto dell'obliquità della risultante, abbiam trovato che bastano metri 1,50 di sopraelevazione sul livello ordinario, per sviluppare degli sforzi da 12 a 13 chilogrammi per centimetro quadrato; da quanto si disse la sopraelevazione sarebbe stata più del doppio, per cui la muratura dovette venir certamente cimentata in modo straordinario oltre il limite di sicurezza e le condizioni dovettero riuscire ancora più sfavorevoli dalla circostanza che l'acqua tracimava dall' alto come da gigantesca cascata.

In presenza di queste catastrofi, cui può dar luogo la costruzione di un serbatoio, è lecito il chiedersi se non sia colpevole l'accumulare una quantità d'acqua così enorme in un sol punto; noi però rispondiamo senza esitazione di no, mentre ci riserbiamo in apposita pubblicazione di esa-minare la questione a fondo. Certo che può tornar grave la rottura di un muro destinato a ritenere una massa d'acqua così grande, specialmente se trovasi in vicinanza a luoghi abitati e se la pendenza del terreno è alquanto forte, ma in generale si può asserire che nella costruzione di questi muri si possono seguire tutte le regole consigliate dalla statica e richieste dalla spinta dell'acqua contro i medesimi, la quale si può determinare con tutta certezza e senza stabilire delle ipotesi, che non sempre sono conformi alla realtà, e se si ha cura di collegare la muratura come si deve, tanto nell'interno quanto nei punti dove si raccorda al fondo ed alle pareti laterali del serbatoio, non vi dev'essere pericolo alcuno di rottura.

Clermont-Ferrand, li 26 marzo 1882.

GAETANO CRUGNOLA.

COSTRUZIONI IDRAULICHE

IL CANALE DI IRRIGAZIONE DERIVATO DAL FIUME VERDON

Veggasi la Tav. V

1. — L'Ingegnere in capo di ponti e strade signor De Tournadre pubblicò nelle Annales des ponts et chaussées (Anno 1881, fascicolo di luglio), una completa monografia sul canale del Verdon, destinato a irrigare le parti coltivabili del comune di Aix. Deduciamo da quella monografia tutte quelle notizie che possono interessare i lettori dell'Ingegneria Civile.

I primi studi per questo progetto cominciarono nel 1853 sotto la direzione del signor De Tournadre, e furono fatti sulla base di derivare 6 metri cubi dal fiume Verdon; ma il progetto definitivo di esecuzione non venne ultimato che nel 1864. La concessione della derivazione fu data n perpetuo alla città di Aix con Decreto imperiale del 20 maggio 1863. Lo Stato accordò un sussidio di 1 milione e mezzo di franchi; altrettanto diede il dipartimento; e per ultimo la Città offrì ancora 1 milione a chi volesse incaricarsi della esecuzione del canale, della manutenzione e dell'amministrazione per 99 anni.

La città di Aix cedette tutti i suoi diritti e privilegi ai signori Dussart e Sellier, riserbandosi l'uso gratuito di 200 litri d'acqua al minuto secondo per uso pubblico, e mantenne i sussidi suaccennati. Nel 1875 fu fatta una modificazione; i 200 litri divennero 220 con facoltà c disporne anche per uso dei privati, e con un aumento o sussidio di 100 mila franchi. Più tardi e durante l'esecu zione dei lavori, nuovi sussidi accordati dallo Stato por tarono a 6 milioni la somma totale del concorso a favo

dei concessionari.

Le sottoscrizioni dei proprietari per la irrigazione rono promosse in tutti i Comuni attraversati, o inter sati, in numero di 16, e nel giugno 1862 eransi già r colte adesioni per 3950 litri d'acqua al minuto secon di cui 1880 nel solo comune di Aix. Il risultato non teva desiderarsi più favorevole.

2. — Andamento planimetrico del canale. — Sec un primo progetto il canale doveva cominciare allo s di strette gole tra cui scorre il fiume per ben 8 chilo di lunghezza da Quinson ad Esparron. Volendosi e care lo sviluppo del canale lungo coste così scoscese, e non perdere nello stesso tempo il vantaggio di un livello molto elevato, erasi pensato di costruire una chiusa attraverso il fiume con muro di ben 21 metri di altezza, e di fare la presa alla sommità del muro. Ma la popolazione di Quinson si spaventò per gli effetti del rigurgito, e volendosi evitare opposizioni, ed eventualità disgustose, si fu costretti di portare la presa alquanto a monte dell'abitato di Quinson, servendosi tuttavia di una chiusa attraverso il fiume fatta con muro di 11 metri di altezza.

La presa fu dunque fissata sulla sinistra del fiume, a metri 1,50 al disotto del coronamento del muro anzidetto, ossia alla quota di 372^m,11 sul mare.

E si dovette così percorrere per ben 7 chilometri le strette gole aprendo il canale in una roccia a picco lambita ai piedi dal fiume, passaggio invero il più difficile di cui si possa avere esempio, essendosi in 7 chilometri dovuto ricorrere a 55 tunnels, e le trincee per la restante parte avendo dovuto essere costantemente accompagnate da muro contenitore.

Dall'estremità di tali gole e per 3 chilometri di lunghezza, il canale continua in riva al fiume; ove la costa e meno rigida, sebbene siano stati necessari ancora 500

metri di tunnel.

Quindi il canale abbandona la vallata del Verdon, ed entra in un tunnel di 3 chilometri sotto il colle dei Maurras, mediante il quale fu evitato un percorso di 17 chilometri in terreno cattivo. Poscia si ripiega nella vallata di Malourie, per rientrare di nuovo in sotterraneo per uno svi-

luppo di ben 5 chilometri sotto il villaggio di Ginnasservis. Arrivato così alla grande vallata di Vallavesc il canale prosegue attraversando il vallone di Saint-Paul, raggiungendo il colle posto ai piedi del borgo di Rians, località importante del dipartimento del Varo, chiamata per la

prima ad usufruire del canale.

Nel rimanente del tracciato vuole essere ancora notato passaggio di diversi contrafforti, segnatamente di quello di Pierrefiche che necessito un tunnel di 3 chilometri, e infine il ponte-canale che attraversa il vallone di Parouvier a 21 metri di altezza, ed il tunnel di 950 metri che conduce al partitore delle acque per le diverse diramazioni destinate ad irrigare il comune di Aix e quelli circonvi-cini, diramazioni che sono in numero di 16 ed hanno complessivamente uno sviluppo di ben 162 chilometri.

^(*) L'altezza della lama osservata nel momento della rottura era di metri 3,50.

La lunghezza totale del canale principale, del quale solo ci occupiamo, risultò di 82,075^m,90 di cui in galleria sotterranea 20,002^m,70; fra i tunnels più ragguardevoli per lunghezza notiamo:

di Maurras 4136^m,00 di Ginnasservis 5156^m,00 di Pierrefiche 3027^m,00. Il tunnel di Maurras

Il progetto definitivo venne approvato il 7 luglio 1865; ed i lavori incominciati e spinti con sufficiente attività furono bentosto sospesi dagli imprenditori ai quali i concessionari avevano affidata a forfait la costruzione dell'intiero canale. Lo scioglimento pronunciato nel 1866 dimostrò una volta di più quanto inopportuna sia codesta natura di contratto applicato a lavori così importanti e suscettivi di tante eventualità.

3. — Pendenze. — La pendenza da darsi ad un canale di irrigazione è una delle prime questioni da risolvere. Nel caso concreto questa determinazione era solo in parte subordinata alla scelta del punto di partenza e di quello d'arrivo, avendosi una certa latitudine.

Gli antichi canali della Provenza, della contea Venaissin, e dell'Alta Italia avevano tutti pendenze piuttosto forti. Molti canali hanno la pendenza dell'uno per mille: in al-cuni si scende a 0,40, od a 0,30, come nelle parti a cielo

scoperto del canale di Marsiglia.

All'autore del progetto non parve necessario dare una uniforme pendenza, e desideroso di ridurre la spesa nei terreni di difficile scavo, e di evitare passaggi troppo costosi, adottò diverse livellette, rimanendo tuttavia al disopra del 0,15 per mille in ogni caso, e non sorpassando il 0,30 se non nella traversata delle gole del Verdon, ove la costa è cotanto scoscesa, e dove credette di assegnare la pendenza di 0,80 per mille. Lo scavo che corrisponde alle sezioni estreme varia così nelle proporzioni di 3 a 4. La pendenza media è di 0^m,21 per chilometro.

Nelle gallerie sotterranee, attenendosi alle stesse considerazioni si adottò una pendenza media di 1,10, ad eccezione di qualche galleria di breve lunghezza per cui si è disceso fino a 0,56. Per le opere d'arte più importanti fu adottata pure la livelletta di 1,10, mentre per quelle ordinarie non fu modificata la livelletta in corso.

4. — Sezioni normali. — La portata del canale venne stabilita come già si disse in 6 metri cubi per minuto secondo. L'autore del progetto per determinare le sezioni si comi della formali del progetto per determinare le sezioni si servi della formola del Prony, che già aveva servito per il canale di Marsiglia. Le formole di Bazin e Darey erano allora ancor poco in uso, mentre quella di Prony aveva servito per tutti i canali della Provenza, e altrove. D'altra parte si assegnarono al canale segnatamente nei tratti murati sezioni più che sufficienti al deflusso dei 6 metri cubi, anche attenendosi alle nuove formole. E quanto alle sezioni in piena terra, soggiunge l'autore, oltre a trovarsi poco numerose, un leggiero aumento nell'altezza d'acqua che si stabilirà di per sè, rimedierà tosto alla insufficienza di sezione. Oltrecchè la plaga da irrigare non abbisogna più di 5 metri cubi per minuto secondo, e se ne calcolarono 6 unicamente in vista di inevitabili sper-dimenti per un percorso di ben 82 chilometri attraverso terreni spesso permeabili. Nè devesi tacere che la presunzione dei 5 metri cubi fu fatta nell'ipotesi di bisogno di 1 litro per ettare mentre nel progetto per il canale di Marsiglia si calcolò solamente a tre quarti di litro.

La sezione normale del canale, per la pendenza media di m. 0,21 per chilometro, ha le dimensioni di m. 3,40 al fondo, e di m. 8,46 al eiglio; m. 1,90 di altezza colle scarpe di 1 1/3 di base per 1 di altezza. Codeste dimensioni variano al variare della livelletta del canale, mentre l'altezza d'acque 150 pimene contentamenta le reteres l'altezza d'acqua 1,50 rimane costantemente la stessa per tutte le sezioni a cielo scoperto.

Nella tav. V sono segnate le diverse forme di sezioni del canale, e le relative dimensioni (*).

(*) Spiegazione delle figure della tav. V.

Fig. 2. - Sezione a mezza costa, con contrafosso.

Nei tunnels apertisi quasi tutti entro roccie calcari, dove non eravi a temere alcuna spinta al vuoto, si adottò una sezione rettangolare (fig. 8) di 2 metri di larghezza per 2 metri di altezza con segmento circolare sovrapposto avente una saetta di 50 centimetri. Quivi con una altezza d'acqua di 2 metri si hanno i 6 metri cubi defluenti colla

pendenza fissata a m. 0,11 per chilometro.

Per i ponti-canali di qualche considerazione (fig. 6), la larghezza fra vivo e vivo dei muri di sponda fu portata a m. 2,60 e l'altezza d'acqua mantenuta a m. 1,50 come

in tutte le sezioni a cielo scoperto.

La scelta dell'altezza dell'acqua per un canale non è senza importanza, in quanto essa determina le altre dimensioni della sezione, ed ha notevole influenza sulla spesa di costruzione, e su quella di manutenzione. Se l'altezza d'acqua è poca, si ha una grande superficie esposta all'evaporazione, donde perdite d'acqua considerevoli, specialmente in clima caldo e soggetto ai venti come quello di Provenza; oltracciò crescono le spese di espropriazione e quelle di costruzione, segnatamente delle opere d'arte. Se l'altezza d'acqua è un po' grande, diminuisce è vero la larghezza del canale, ma lo scavo se il terreno è duro si fa più difficile e più dispendioso; e le perdite d'acqua per infiltrazione se il terreno è bibulo sono maggiori in virtù della maggior pressione d'acqua, e questo è l'inconveniente maggiore. Per questi motivi l'autore del progetto fu condotto a stabilire per tutte le sezioni a cielo aperto l'altezza d'acqua di m. 1,50, e solo quella eccezionale di 2 metri (fig. 8) per attraversare in tunnel le già accennate gole di Quinson. Fu essenzialmente per dimuire la spesa che nei tunnels si fissò la sezione rettangolare del canale colla larghezza di metri 2, ed un'altezza d'acqua pure di metri 2, talchè il filo d'acqua arriva all'imposta del volto di copertura. Per tener conto del rigurgito a cui dà luogo il passaggio da una all'altra di due sezioni acquee di differenti altezze, furono considerevolmente rialzati i cavalieri di sponda del canale a monte dei sotterranei. Vuolsi tuttavia notare che per i tunnels di breve lunghezza si conservò la stessa altezza d'acqua (fig. 9) delle sezioni a cielo scoperto, portando a m. 2,50 la larghezza tra vivo e vivo dei piertito e rando a cerione la cariana la car

La inclinazione interna delle sponde per la sezione ba-gnata del canale in terra è di 1 113 di base per 1 di altezza così per le sezioni in iscavo, che per quelle in rilevato. Il passaggio dall'un caso all'altro è così frequente, che tale uniformità di sezione ha potuto essere conservata senza grave spesa. Solo nel tratto in cui il canale trovasi aperto in roccia per lunghezze di qualche rilievo, si diede alla scarpa interna (fig. 12) la inclinazione di un quinto di base per 1 di altezza. Superiormente al pelo d'acqua, le scarpe dello scavo variano di inclinazione colla compattezza del terreno, ma hanno quasi sempre (fig. 2) uno di base per uno di altezza per le sezioni in terra, ed 115 di base per 1 di altezza nelle sezioni in roccia.

Le sezioni del canale essendo quasi sempre in iscavo, almeno per la parte di sezione bagnata, si pote dare quasi sempre all'argine di terra, o cavaliere, di sostegno una più che sufficiente grossezza. Senza tuttavia obbligarsi ad una larghezza uniforme, allo scopo di diminuire la quan-

Fig. 3. — Sezione nella roccia, con muro di sponda a valle, e banchina a monte.

Fig. 4. — Sezione nella roccia, con argine addossato al muro di sponda.

Fig. 5. — Sezione normale per le opere d'arte ordinarie. Fig. 6. — Sezione sui ponti canali; pendenza di 0,11 per mille Fig. 7. — Sezione in sotterraneo nelle argille.

Fig. 8. — Sezione in sotterraneo nella roccia; pendenza di 0,11 per mille; altezza d'acqua di 2 metri.

Fig. 9. — Sezione in sotterraneo nella roccia; portata di 5 metri cubi; altezza d'acqua di metri 1,50.

Fig. 10. — Sezione all'origine delle gole.

Fig. 11. — Sezione in sotterraneo col rivestimento; pendenza di 0.11 me mille.

di 0,11 per mille. Fig. 12. — Sezione nella roccia con muro di sponda; pendenza

di 0,21 per mille. Fig. 13. — Sezione in sotterraneo presso la presa; pendenza

di 0,11 per mille.

— Sezioni verso l'uscita dalle gole ; pendenza di 0,081 per mille. Fig. 14-17. -

Fig. 1. - Sezione a mezza costa; pendenza del canale 0,21 per

tità dei trasporti, fu soltanto stabilita la larghezza minima della banchina a metri 1,20. Con tale dimensione si ha sufficiente grossezza nell'argine per resistere alla spinta dell'acqua, e la banchina è sufficientemente larga per assicurare il passaggio d'un manovale colla carriuola, e per il deposito momentaneo dei materiali di spurgo.

Nelle sezioni a mezza costa, per diminuire la spesa dello scavo la larghezza della banchina contro costa fu ridotta ad 1 metro, e questa banchina offre il grande vantaggio di ricevere i detriti che superficialmente si staccano per effetto della pioggia o del gelo e disgelo, e di impedire che essi cadano nel canale. Spetta ai cantonieri ed operai in sussidio di togliere giornalmente tali detriti, e mantenere libere le banchine.

Tale banchina, la quale facilita la circolazione lungo le sponde del canale, e che riceve in deposito momentaneo i prodotti dello spurgo annuo del canale, serve pure di facile transizione dalla sponda bagnata del canale, alla parte sovr'acqua, che come vedemmo ha spesse volte dif-

ferente inclinazione.

La banchina fu tuttavia soppressa per economia negli scavi in roccia a considerevole altezza, e in altri punti meno difficili non fu obbligata ad avere la stessa altezza di quella a cavaliere, e la stessa pendenza del canale.

Per dar scolo alle acque di pioggia tale banchina fu lasciata pendere leggermente in senso trasversale verso il terreno. Quando il versante superiore per la considerevole ampiezza potrebbe dar luogo a corsi d'acqua dannosi, a fianco della banchina venne aperto un controfosso per raccogliere queste acque e condurle agli acquedotti

o verso i valloni vicini.

Indipendentemente dalle opere d'arte necessarie a ricevere le acque di pioggia condotte sia per il thalweg delle valli, sia per i controfossi, si ricorse talvolta allo spediente di cadute d'acqua nel canale stesso; ma ciò solo nel caso in cui si tratti di acque poco abbondanti, e non trascinanti con loro detriti terrosi. Sono semplici cunette selciate, le quali attraversano la banchina, e arrivano al ciglio del canale. A purgare queste acque si praticò ancora sull'altipiano una gran fossa da vuotarsi dopo ogni temporale, e nella quale esse cadendo depongono in gran parte i materiali che travolgono sospesi.

5.—Rivestimenti delle sponde.— I lavori di complemento destinati ad impedire le infiltrazioni, hanno sempre una grande importanza quando si tratta di canali di irrigazione, è dal canale del Verdon, come da quello di Marsiglia, si possono avere molteplici indicazioni utilissime. Col canale di Marsiglia finivasi per perdere per infiltrazione un quinto del volume d'acqua derivato, senza contare le perdite nei canali principali di distribuzione, ed a tali infiltrazioni non ci si potè rimediare che per mezzo di rivestimenti i quali costarono più di due milioni, con che gli sperdimenti si ridussero ad 119 della portata.

Non è solamente nelle sezioni in terra e nei passaggi in rilevato che le infiltrazioni sono a temere; anche attraversando le roccie s'incontrano fessure non meno pregiudizievoli. Negli antichi canali della Provenza, scavati entro terreni di alluvione, non si aveva a preoccuparsi gran che degli sperdimenti d'acqua. Eseguiti in ottime condizioni di tracciato, abbondantemente alimentati, e funzionanti in un'epoca in cui i vantaggi dell'irrigazione incominciavano appena ad essere apprezzati, non s'incontrano esempi notevoli di lavori di rivestimento. Ma quando si cominciò ad eseguire canali lungo le coste allo scopo di irrigare gli altipiani, i costruttori si trovarono nella necessità di combattere le infiltrazioni, le quali, oltre a diminuire il non mai abbondante volume d'acqua, compromettevano ad un tempo la stabilità del canale.

Le acque limacciose offrono in certi casi un mezzo molto economico di rimediare alle infiltrazioni, depositando il limo nelle fessure ed interstizi delle terre porose; ma il procedimento è lungo, poco applicabile su ampia scala; spesso la velocità dell'acqua non permette alle acque di liberarsi dalle materie in sospensione. Al canale di Marsiglia, per esempio, colla velocità media di un metro, il limo arrivava tutto quanto all'estremità del canale principale. Al canale del Verdon, per il quale si hanno pendenze di molto minori, havvi ancora a temere lo stesso

risultato, oltrecchè le acque sono molto meno torbide che quelle derivate dalla Durance. Non mancano tuttavia alcuni casi in cui si gettarono nel canale dei detriti argillosi, con foglie d'alberi, ed in cui si rallentarono le acque limacciose mediante traverse e chiuse provvisorie attraverso il canale.

Per il canale del Verdon ebbesi ricorso ai seguenti dif-

ferenti mezzi a seconda dei casi.

Anzitutto adoperossi la precauzione di formare gli argini a cavaliere di sostegno della sponda a valle del canale con terre giudiziosamente scelte. Nel praticare lo scavo destinato al canale, le terre di scavo non essendo omogenee, ma essendovi strati di terra e di argilla alternati a strati sabbiosi, avevasi cura di costituire la parte interna della sponda del canale col materiale più compatto, riservando per la parte esterna le terre più permeabili. Si forma così un rivestimento in terra, che ben pigiato, diventa a sufficienza impermeabile.

In questo genere di lavori bisogna pure premunirsi contro la tendenza di scegliere le terre esclusivamente argillose per formare codesto strato, perchè sotto l'influenza dell'umido e del secco, del caldo e del freddo, queste terre ora si gonfiano, ed or si contraggono per modo da dare luogo a molte fessure, e da costituire, colle infiltrazioni, dei veri piani di scorrimento, che compromettono l'esi-

stenza stessa delle sponde del canale.

Non sempre la natura dei terreni attraversati favorisce questo procedimento, e allora è duopo ricorrere ad opere

di rivestimento propriamente dette.

I rivestimenti seminati in verde furono poco adoperati per il canale del Verdon, e consistevano in uno strato di terra di 30 cent. circa di spessezza applicato contro le scarpe interne del canale. Questo rivestimento, fatto a strati orizzontali di 20 centim. d'altezza, pigiati, leggermente inaffiati, e superficialmente seminati d'erba, sono destinati a consolidare sufficientemente le sponde prima che s'introduca l'acqua nel canale. Tale rivestimento costò in media 1 fr. e 50 il m. q., ma il prezzo risulta variabilissimo, dipendendo specialmente dal costo delle terre e dalla distanza di trasporto. La pigiatura non entra che per un terzo nella spesa.

Nessun rivestimento in calcestruzzo ordinario fu fatto al canale del Verdon; tale sistema, d'altronde, non aveva avuto successo al canale di Marsiglia; ivi nessun calcestruzzo potè resistere alle azioni del gelo e disgelo in prossimità del pelo d'acqua, dove la superficie è alternativamente coperta e scoperta d'acqua. Un solo saggio si è dovuto fare per motivi particolari con una malta fatta con cemento di calce del Theil e sabbia mescolata quasi

a secco, senza soddisfacente risultato.

Il rivestimento più sicuro, e di cui si è fatto quasi uso esclusivo, è il rivestimento di pietra in calce secondo la inclinazione delle sponde. Tali rivestimenti hanno da 0 m. 25 a 0 m. 35 di spessezza e sono fondati 50 centim. sotto il fondo del canale, e si elevano fino al ciglio dell'argine di sponda. La malta fu fatta sempre con calce idraulica di buona qualità, ma si ebbero difficoltà a trovare dappertutto sabbia nelle condizioni volute.

Quando la costa era troppo rapida per permettere lo stabilimento dell'argine di sponda in terra, si ricorse ad un muro di sostegno, a cui fu data la spessezza eguale alla metà dell'altezza. La scarpa interna è di 1₁5, l'altezza sul fondo del canale è di m. 1,90 (fig. 3), la spessezza è di m. 0,98 alla base e di 0,60 alla sommità. Nei casi in cui il terreno aveva minore inclinazione, si diminuì la spessezza del muro, e vi si gettò contro un contrafforte di terra che ne aumentasse la resistenza (fig. 4).

Nell'attraversare roccie fessurate un rivestimento sarebbe stato troppo costoso, e si limitò a cercare con diligenza le fessure, a pulirle bene, ed a turarle nel modo il più accurato. Se la fessura era profonda, vi si introducevano schegge di pietra, e vi si colava la malta per modo da otturarle per 30 centim. almeno di profondità. Fortunatamente quelle roccie erano più permeabili in apparenza che in realtà, le fessure non essendo profonde, e una volta riempite d'acqua non essendo più cagione di ulteriori sperdimenti d'acqua.

(Continua)

STATICA GRAFICA

NUOVA COSTRUZIONE

di un diagramma di momenti inflettenti massimi nel caso di un sistema di pesi scorrevoli su di una sola travata.

(Continuazione e fine).

Presa in considerazione una trave con due soli appoggi e sulla quale passa un sistema di pesi posti fra loro a distanze invariabili, si è dimostrato (1) che i vertici dei diagrammi particolari corrispondenti a ciascuna posizione del sistema, si trovano sopra altrettante parabole le quali hanno tutte l'asse verticale e lo stesso parametro. Da questa proprietà si dedusse un metodo per tracciare il diagramma dei massimi momenti di flessione nel caso che il viaggio di tutto il sistema sulla trave sia grande in confronto a ciascuna delle distanze fra due pesi successivi.

Volendo costruire lo stesso diagramma con rigore, in qualunque caso possa presentarsi, fa mestieri conoscere un'altra proprietà che lega fra loro i lati corrispondenti

di quelle spezzate. Siano P_r , P_{r+1} (fig. 30) due pesi successivi qualunque del sistema, il quale scorre sulla trave nella direzione BA. Appena tutti i pesi sono arrivati sulla trave, quelli P_r , P_{r+1} gravitino sulle sezioni m, n e le loro distanze dall'appoggio verso il quale camminano siano rispettivamente ρ e ξ

Sulle perpendicolari $u\mu_r$, $v\mu_{r+1}$ ad AB, condotte per u e·v, porto le lunghezze us, vt che rappresentano in una certa scala i momenti flettenti verificantisi in u e v; così s t e un lato del diagramma che si costruisce per la posizione considerata del sistema, ed s, t ne sono due vertici.

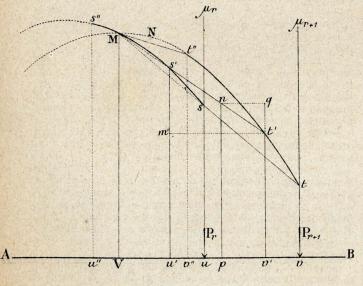


Fig. 30.

Si muova ora il sistema della quantità h; Pr e Pr+1 si trasportano della stessa quantità e vengono ad insistere sulle sezioni rappresentate in $u^\prime,\ v^\prime$

$$nu'=vv'=h$$
.

I momenti di flessione che allora hanno luogo in u', v'sono rappresentati dalle ordinate corrispondenti di due parabole passanti l'una per s, l'altra per t, ed aventi l'asse verticale e lo stesso parametro. Rappresento queste parabole in ss'Ms'', tt't'M, e, condotte per u', v' le perpendicolari ad A B si ottiene i punti s', t' che rappresentante due vertici del discrementa del si tano due vertici del diagramma che si costruisce per la nuova posizione dei pesi, mentre la retta limitata s' t' ne rappresenta un lato.

Per ogni posizione del sistema si ha un lato di diagramma come s't', ed io voglio dimostrare che esso, o il suo prolungamento, passa sempre pel punto di incontro M delle due parabole ss'Ms'', tt't''M.

1° Coordinate del punto M. — Presi per assi di coordinate ortogonali v A, v μ_{r+1} , l'equazione della parabola

$$(R+I) ... \mu_{r+1} = \mu'_{r+1} - h R'_2 - p(\ell-\xi) + p h^2$$

Nella quale μ'_{r+1} è il momento rappresentato in vt; R'_2 la reazione dell'appoggio di destra corrispondentemente alla prima posizione del sistema; p la somma di tutti i pesi del sistema divisa per la lunghezza della trave,

ed l questa lunghezza. Così, indicato con $\mu'r$ il valore del momento rappresentato in us, l'equazione della parabola ss'Ms'' rispetto

agli assi u A, u µr ė:

(R)
$$\dots \mu_r = \mu'_r - h \left\{ R'_2 - p(l-\rho) \right\} + ph^2$$

L'ascissa h ha contemporaneamente lo stesso valore nelle equazioni (R) ed (R + 1), perciò, detta H la distanza di u' da v avremo costantemente per qualunque valore di h:

$$H = h + (\xi - \rho)$$

$$h = H - (\xi - \rho)$$

Facendo questa sostituzione nella equazione (R) si ot-

$$(R)' \mu_r = \mu'_r - \left\{ H - (\xi - \rho) \right\} \left\{ R'_2 - p(l - \rho) \right\} + p \left\{ H - (\xi - \rho) \right\}^2$$

equazione della parabola $s\,s'\,M\,s''$ rispetto gli assi $v\,A, v\,\mu_{r+1}$ Il punto M comune alle due parabole ha coordinate che soddisfano le loro equazioni, (R+1), (R)': con h=H, $\mu_r = \mu_{r+1}$.

Dunque:

$$\mu'_{r} - \left\langle \mathbf{H} - (\xi - \rho) \right\rangle \left\langle \mathbf{R}'_{2} - p(l - \rho) \right\rangle + p \left\langle \mathbf{H} - (\xi - \rho) \right\rangle^{2} =$$

$$= \mu'_{r+1} - \mathbf{H} \left\langle \mathbf{R}'_{2} - p(l - \xi) \right\rangle + p \mathbf{H}^{2}$$

$$\mu'_{r} - \mu'_{r+1} - \mathbf{H} p(\xi - \rho) + (\xi - \rho) \left\langle \mathbf{R}'_{2} - p(l - \rho) + p(\xi - \rho) \right\rangle = 0$$

$$\mu'_{r} - \mu'_{r+1} - \mathbf{H} p(\xi - \rho) + (\xi - \rho) \left\langle \mathbf{R}'_{2} - p(l - \xi) \right\rangle = 0$$

$$\mathbf{H} = \frac{\mu'_{r} - \mu'_{r+1}}{p(\xi - \rho)} + \frac{\mathbf{R}'_{2} - p(l - \xi)}{p}$$

Questa è l'ascissa del punto M, e per ottenerne l'ordinata basta sostituire questo valore ad h nella (R+I), ovvero ad H nella (R)'; sostituiamo nella (R+I).

$$\mu_{r+1} = \mu'_{r+1} - \left\{ \frac{\mu'_{r} - \mu'_{r+1}}{p(\xi - \rho)} + \frac{R'_{2} - p(l - \xi)}{p} \right\} \left\{ R'_{2} - p(l - \xi) - \frac{\mu'_{r} - \mu_{r+1}}{\xi - \rho} - R'_{2} + p(l - \xi) \right\}$$

$$\mu_{r+1} = \mu'_{r+1} + \frac{1}{p} \left\{ \frac{\mu'_{r} - \mu'_{r+1}}{\xi - \rho} + R'_{2} - p(l - \xi) \right\} \frac{\mu'_{r} - \mu'_{r+1}}{\xi - \rho}$$

2° Equazione delle rette come s't'. — Conduco pel punto t' la retta t'm' parallela a v A e indico con ϕ l'angolo s't'm'; considero un punto qualunque n della retta s't', di coordinate correnti x,y rispetto gli assi v A, $v\mu_{r+1}$,

$$vp = x \quad pn = y;$$

per n conduco nq parallela a vA.

⁽¹⁾ Si veda il numero precedente di questo periodico.

Abbiamo:

$$pn = v't' + t'q = v't' + qn \times tang. \varphi$$

cioè:

(1) ...
$$y = \mu_{r+1} + (x-h) \tan \theta$$
.

Le proiezioni orizzontali dei lati come s' t' sono costanti perchè questi hanno le estremità sulle verticali dei pesi $\mathbf{P}_r,\ \mathbf{P}_{r+1}$ la cui reciproca distanza è invariabile, quindi

$$m't'=u'v'=uv=\xi-\rho$$

tang.
$$\phi = \frac{m' \ s'}{m' \ t'} = \frac{\mu_r - \mu_{r+1}}{\xi - \rho}$$

e sostituendo i valori di μ_r , μ_{r+1} , dati dalle equazioni (R), (R+I) in funzione di h,

tang.
$$\phi = \frac{\mu'_r - \mu'_{r+1} + h p(\xi - \rho)}{\xi - \rho}$$

tang. $\phi = \frac{\mu'_r - \mu'_{r+1}}{\xi - \rho} + p h$

Ora ricorriamo alla (1) e sostituiamovi questo valore di tang. 6

$$y = \mu_{r+1} + (x-h) \left(\frac{\mu'_r - \mu'_{r+1}}{\xi - \rho} + p h \right)$$

$$(\beta) \dots \begin{cases} y = \mu'_{r+1} - h\left(R'_2 - p(l-\xi)\right) - h \\ -h \frac{\mu'_r - \mu'_{r+1}}{\xi - \rho} + x\left(\frac{\mu'_r - \mu'_{r+1}}{\xi - \rho} + ph\right). \end{cases}$$

Questa è l'equazione della retta s't', o di tutte le rette come s't' lasciando h indeterminata. Se, come si affermò, tutte queste rette passano per il punto M, l'equazione (β) deve fornire un valore di y costante rispetto ad h ed uguale a quello dell'ordinata di M, quando in essa si ponga al posto di x il valore dell'ascissa del punto M; e ciò si avvera, infatti:

$$\begin{cases} y = \mu'_{r+1} - h \left\{ R'_{2} - p (l - \xi) + \frac{\mu'_{r} - \mu'_{r+1}}{\xi - \rho} \right\} + \\ + \left(\frac{\mu'_{r} - \mu'_{r+1}}{p (\xi - \rho)} + \frac{R'_{2} - p (l - \xi)}{p} \right) \left(\frac{\mu'_{r} - \mu'_{r+1}}{\xi - \rho} + p h \right) \end{cases}$$

$$y = \mu'_{r+1} + \frac{1}{p} \left\{ \frac{\mu'_r - \mu'_{r+1}}{\xi - \rho} + R'_2 - p (l - \xi) \right\} \frac{\mu'_r - \mu'_{r+1}}{\xi - \rho}$$

appunto questo valore non dipende da h e coincide con quello trovato per l'ordinata di M, dunque realmente tutti

i lati come s't', st passano per M. La stessa dimostrazione può ripetersi per tutte le altre serie di lati, i quali perciò passano tutti pei punti di incontro delle due parabole successive sulle quali si trovano

Supponiamo che lo spazio che percorre il sistema, dal momento in cui tutti i suoi pesi sono arrivati sulla trave fino a quello in cui il primo di essi sta per uscirne, sia minore dell'ascissa del punto M; la lunghezza di questo viaggio sia, per esempio, uu'' = vv'', per cui, proiettato il punto M in V sulla vA, avremo:

il punto M in V sulla
$$v$$
A, avremo:
$$u u'' = v v'' < v \text{V} = \frac{\mu'_r - \mu_{r+1}}{p(\xi - \rho)} + \frac{R'_2 - p(l - \xi)}{p}.$$
Segneremo i punti delle parabole $s s' M s''$, $t t' t'' M$, che si proiettano in u'' , v'' .
Poichè l'ultima posizione che occupa tutto il sistema

Poichė l'ultima posizione che occupa tutto il sistema sulla trave è quella per cui P_r , P_{r+1} si trovano sulle sezioni u'', v'', l'ultimo lato come s't' è s''t'' e non vi sono vertici di diagrammi fuori degli archi ss's'', tt't'', durante tutto il trascorso del sistema sulla travella formando con l'arca MNt'', il discorso caso si errerebbe formando con l'arco MNt" il diagramma dei momenti massimi di flessione per il tratto Vv". Per questo tratto vi sono l'arco MS e parti di tutti gl'infiniti lati come s't', l'uno e gli altri però danno ordinate minori di quelle della retta Mt", perciò per il tratto Vv" il diagramma dei massimi è formato dalla retta M t".

Dopo ciò si ha norma onde costrurre in ogni caso il diagramma di cui si tratta.

ESEMPIO.

Sulla figura 31 AB rappresenti la trave; cinque siano i pesi formanti il sistema $P_1 P_2 P_3 P_4 P_5$, e gravitino rispettivamente sulle sezioni m, n, u, v, B quando l'ultimo P_5 è appena arrivato sulla trave. Si cattodio, lo vero si trovino graficamente, i momenti inflettenti che hanno luogo per questa posizione nei punti m, n, u, v, e si portino in una certa scala sulle verticali dei punti stessi e tutti da uza stessa parte; si ottiene così i punti p, q, s, t. Portiamo da A verso B, sulla AB, la lunghezza AB, uguale alla distanza della risultante di tutti i pesi dall'appoggio B; per B, conduco una normale indefinita ad AB e segno i punti P, Q, S, T in cui la incontrano le orizzontali coni punti P, Q, S, T in cui la incontrano le orizzontali condotte rispettivamente per p, q, s, t. Si traccia la parabola che passa pei tre punti A, p, P e che ha l'asse verticale; e per mezzo di sagoma la si riporta a passare successivamente pei punti p e P, q e Q, s ed S, t e T osservando che in ogni posizione riesca coll'asse verticale; si ottiene così gli gli archi di parabola A p M P, q" M q Q N, S N s" O s, O t" R t, B₁ b" R B ed i punti di incontro di due successive M, N, O, R. Di seguito porto sulla A B a partire dai punti n, u, v, B le lunghezze n n", u u", v", B B" uguali ad A N, e dai punti n", u", v", b", così determinati, innalzo le perpendicolari col mezzo delle quali ottengo i punti q", s", t", b"; questi limitano gli archi q q" s s", t t", B b" sui quali si trovano vertici di diagrammi particolari mentre il sistema passa sulla trave, e, unendo con rette p ed M, q ed N, N ed s", O e t" ottengo il diagramma dei massimi momenti di flessione, formato delle parti curvilinee A p, M q, s" O, t" R, R B e delle parti rettilinee p M, q N, N s", O t".

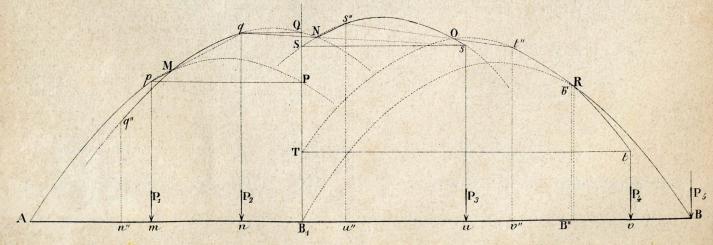


Fig. 31.

Osservazione. — I lati dei diagrammi particolari, corrispondenti alle diverse posizioni del sistema, hanno gli estremi sopra due parabole successive e passano, essi o i loro prolungamenti, per il punto d'incontro di queste, dimodoche nessuno di quei lati esce dal contorno che si ottiene prolungando ciascuna delle parabole ad incontrare l'antecedente e la successiva. Perciò chi volesse adottare in ogni caso la costruzione del diagramma col mezzo dei soli archi di parabola, verrebbe spesse volte a supporre avverarsi in alcuni tratti della trave dei massimi momenti maggiori di quelli che realmente vi si verificano durante il tragitto del sistema sulla trave; ciò evidentemente sarebbe a favore della stabilità pel risultato dei calcoli ed è abbastanza approssimato in molti casi che si presentano nella pratica.

Modena, 15 febbraio 1882.

Ing. ALFONSO SALIMBENI.

COSTRUZIONI METALLICHE

SULLA DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI NELLE TRAVI PARABOLICHE

ED

IN QUELLE DIRITTE A TRALICCIO DISSIMMETRICO.

Nota dell'Ing. Pio Chicchi

Professore di ponti e strade nella Scuola di Applicazione degl'Ingegneri di Padova.

II.

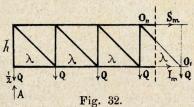
TRAVI DIRITTE

cioè con nervature parallele a traliccio dissimmetrico semplice, con sole diagonali stirate.

NERVATURE.

. Il massimo sforzo in tutte le sbarre delle nervature ha luogo per carico completo, e quindi la reazione dell'appoggio ha un valore costante

$$A = \frac{N}{2}(P + K) = \frac{NQ}{2}.$$



15. Sharre della nervatura superiore. — Per la sharra qualunque S_m , appartenente all'emmesimo scomparto, fig. 32, essendo il polo in O_1 , si ha la seguente equazione dei momenti statici

$$\mathbf{S}_{m}h + \mathbf{A}\,\mathbf{m}\,\lambda - \mathbf{Q}\left[\lambda + 2\lambda + \dots + (m-1)\lambda + \frac{m}{2}\,\lambda\right] = 0$$

$$S_m h + A m \lambda - Q \frac{m^2 \lambda}{2} = 0$$

da cui

$$S_m = \frac{m\lambda}{2h} (mQ - 2A)$$

e ponendo per A il valore costante $\frac{1}{2}$ NQ si ha

$$S_m = -\frac{Q\lambda}{2h} m (N - m)$$
 (h

16. Sbarre della nervatura inferiore. — Per la sbarra qualunque Im appartenente all'emmesimo scomparto, essendo in O, il polo, fig. 32, si ha la seguente equazione dei momenti statici

$$-\mathbf{I}_{m} h + \mathbf{A}(m-1)\lambda - \mathbf{Q} \left[\lambda + 2\lambda + \dots + (m-2)\lambda + \frac{m-1}{2}\lambda\right] = 0$$

$$-\mathbf{I}_{m} h + \mathbf{A}(m-1)\lambda - \mathbf{Q}\lambda \cdot \frac{(m-1)^{2}}{2} = 0$$

da cui

$$I_m = \frac{(m-1)\lambda}{2h} \left[2A - Q(m-1) \right]$$

e sostituendo per A il valore costante $\frac{1}{2}$ NQ risulta

$$I_m = \frac{Q\lambda}{2h}(m-1)(N+1-m)$$
 (2)

E siccome la tensione della sbarra S_{m-1} si ricava dalla (h) ponendo (m-1) in luogo di m, cioè

$$S_{m-1} = -\frac{Q\lambda}{2h}(m-1)(N+1-m)$$

confrontando quest'ultima colla (i) si trova la seguente relazione

$$\mathbf{I}_m = -\mathbf{S}_{m-1} \tag{k}$$

per cui le tens<mark>ioni</mark> I si desumono direttamente dalle tensioni S.

TRALICCIO.

17. Per tutte le sbarre del traliccio (diagonali e verticali) il polo si trova a distanza infinita, poiche sarebbe determinato dal punto di incontro delle corrispondenti sbarre S ed I, fra loro parallele in ogni scomparto. I bracci di leva acquistano dunque valori infiniti: ciò non pertanto è ancora applicabile il metodo dei momenti statici pel calcolo delle tensioni di queste sbarre, poichè l'equazione dei momenti statici si tramuta in un'altra, che è l'espressione analitica della seguente proposizione (l): la somma algebrica delle forze verticali che sollecitano un sistema rigido in equilibrio di punti in un piano è equale a zero. E quindi condotto il piano di sezione in modo da tagliare la sbarra che si considera, si pone eguale a zero la somma algebrica delle forze verticali che si trovano da una parte qualunque del piano di sezione. L'equazione risultante si chiama equazione dell'equilibrio statico. Fra le forze esterne va compresa la reazione del relativo appoggio, nonchè la tensione della sbarra sezionata (per le verticali), oppure la componente verticale di questa tensione (per le diagonali). — Nelle ricerche che seguono si considererà sempre la porzione di trave a sinistra del piano di sezione, prendendo come forze positive quelle che cospirano all'insù, e come forze negative quelle che cospirano all'insù. — La reazione dell'appoggio A_p dipendente dal carico permanente è costante e di valore $A_p = 1/2$ NP, mentre quella A_k dipendente dal carico mobile è variabile, e la reazione totale si indica con $A_m = A_p + A_k$.

18. Diagonali principali (che si innalzano a sinistra). — Si chiami ϕ l'angolo d'inclinazione delle diagonali coll'orizzontale. — La componente verticale della tensione D di queste sbarre è dunque $D \operatorname{sen} \phi$. — Considerata la diagonale qualunque D_m , appartenente all'emmesimo scomparto, si avranno per essa due sforzi massimi, cioè

⁽¹⁾ Corso teorico-pratico, pag. 451.

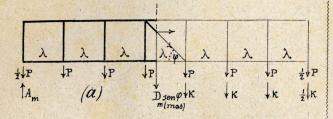
la tensione (mas) e la tensione (min), relative alle due differenti posizioni che può assumere il carico mobile, figura 33 (a) (b). — Queste due tensioni vanno calcolate separatamente tenendo conto, come al solito, dell'azione simultanea del carico permanente e del carico accidentale.

(mas). Per la diagonale considerata D_m , l'equazione dell'equilibrio statico, che dà la tensione (mas), fig. 33 (a), è

$$-D_{m(\text{mas})} \operatorname{sen} \phi + A_m - \left[\frac{1}{2} + (m-1) \right] P = 0$$
 (29)

da cui

$$D_{m(mas)} = \left[A_m - \frac{2m-1}{2}P\right] \frac{1}{\sin\phi}$$
 (30)



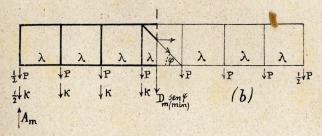


Fig. 33.

La reazione A_h per la posizione del carico mobile che produce la tensione (mas) nella diagonale D_m ha per valore, fig. 33 (a),

$$\mathbf{A}_{k} = \frac{\mathbf{K}}{\mathbf{N}} \left[\mathbf{1} + 2 + \dots + (\mathbf{N} - m) \right] = \frac{\mathbf{K}}{\mathbf{N}} \frac{(\mathbf{N} - m)(\mathbf{N} - m + 1)}{2}$$

e quindi

$$\mathbf{A}_{m} = \mathbf{P} \frac{\mathbf{N}}{2} + \mathbf{K} \frac{(\mathbf{N} - \mathbf{m})(\mathbf{N} - \mathbf{m} + 1)}{2 \mathbf{N}}$$

sostituito il qual valore nella (30) risulta

$$D_{m(\text{mas})} = \left[\frac{P}{2}(N+1-2m) + \frac{K}{2N}(N-m)(N+1-m)\right] \frac{1}{\sec n \phi}$$

 β) Tensione (min.) Per la medesima diagonale D_m , l'equazione dell'equilibrio statico, che da la tensione (min.), è, fig. 33 (b),

$$-\mathbf{D}_{m(\min)} \sec \phi + \mathbf{A}_m - \left[\frac{1}{2} + (m-1) \right] \mathbf{Q} = 0 \quad (31)$$

da cui

$$\mathbf{D}_{m(\min)} = \left[\mathbf{A}_m - \frac{2m-1}{2}\mathbf{Q}\right] \frac{1}{\sec \phi}$$
 (32)

La reazione A_h per la posizione del carico mobile che produce la tensione (min) nella diagonale D_m ha per valore fig. 33 (b),

$$A_{k} = \frac{K}{N} \left\{ \frac{N}{2} + (N-1) + (N-2) + \dots + \left[N - (m-1) \right] \right\} = \frac{K}{2N} \left[(N-m)(m-1) + mN \right]$$

Fasc. 4° - Fog. 2°

e quindi

$$\mathbf{A}_{m} = \mathbf{P} \frac{\mathbf{N}}{2} + \frac{\mathbf{K}}{2\mathbf{N}} \left[(\mathbf{N} - m)(m - 1) + m\mathbf{N} \right]$$

sostituendo questo valore di A_m nella (32) e riducendo si ottiene

$$D_{m(\min)} = \left[\frac{P}{2} (N+1-2m) - \frac{K}{2N} m(m-1) \right] \frac{1}{\text{sen } 0}$$
 (m

19. Controdiagonali (che si innalzano a destra). Per queste diagonali, dirette in senso contrario delle precedenti, fig. 34, è facile vedere che le posizioni del carico mobile che danno le tensioni (mas) e (min) sono quelle stesse, ma invertite, che si devono assumere, per le corrispondenti diagonali principali, mentre la componente verticale della tensione delle controdiagonali è diretta all'insù, cioè in senso contrario a quella delle diagonali principali. Perciò servono come equazioni dell'equilibrio statico quelle stesse determinate precedentemente (29) (31) colla differenza che bisogna assegnare il segno + alla componente verticale della tensione ed invertire i simboli (mas) e (min). È facile dunque, dietro queste considerazioni, stabilire le relazioni seguenti

$$C_{m(\text{mas})} = -D_{m(\text{min})} \qquad C_{m(\text{min})} = -D_{m(\text{mas})} \qquad (n$$

che servono a dedurre speditamente le tensioni delle controdiagonali una volta note quelle delle diagonali principali.

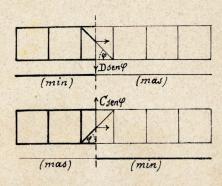


Fig. 34.

20. In pratica si usa di costruire la trave in modo che le diagonali non abbiano a resistere altro che a sforzi di trazione. Onde raggiungere tale intento si fanno le diagonali con ferri piatti, i quali sono incapaci di resistere alla compressione. Perciò, in tutti quei scomparti nei quali le diagonali principali hanno tanto la tensione (mas) quanto la tensione (min) con segni positivi (sforzi di trazione), si lascia la sola diagonale principale, la quale per qualunque posizione del carico mobile non viene mai cimentata con sforzi di compressione; mentre in quei scomparti nei quali le diagonali principali hanno la tensione (mas) positiva e la tensione (min) negativa si mette la controdiagonale: con che si ottiene che per la posizione del carico mobile che produce la tensione (mas) positiva lavora la diagonale principale, e per la posizione del carico mobile che produce la tensione (min) negativa, la diagonale principale rimane inerte (perchè non è capace di resistere a sforzi negativi, cioè di compressione) e lavora invece la controdiagonale, che riceve uno sforzo di trazione.

Anche le controdiagonali devono resistere soltanto alla trazione, e per esse basta calcolare dunque la sola tensione (mas) mediante la (n), e basta altresì limitare il calcolo a quei soli scomparti nei quali la tensione (min) delle diagonali principali risulta negativa.

Dal fin qui detto si scorge che in queste travi alcuni scomparti hanno una sola diagonale (gli estremi), ed alcuni altri hanno ambe le diagonali incrociate (gli intermedi) e solo dalle risultanze dei calcoli si potrà stabilire in ogni caso, quali saranno gli uni e quali gli altri.

21. Verticali. — Indicando con ΣF la somma algebrica delle forze esterne che stanno a sinistra del piano di sezione, compresa la reazione dell'appoggio, nel caso del l'impalcato posto sopra, fig. 35 (a) sezionando la diagonale D_m si ha

$$\Sigma \mathbf{F} - \mathbf{D}_m \operatorname{sen} \phi = 0$$
 (33)

e sezionando la verticale Vm

$$\Sigma \mathbf{F} + \mathbf{V}_m = 0 \tag{34}$$

e siccome il valore di ΣF è eguale nelle (33) e (34), dal loro confronto risulta

$$V_m = -D_m \operatorname{sen} \varphi \tag{35}$$

e nel caso dell'impalcato posto sotto, fig. 35 (b), sezionando la diagonale D_m+1 si trova

$$\Sigma \mathbf{F} - \mathbf{D}_{m+1} \operatorname{sen} \phi = 0 \tag{36}$$

e sezionando la verticale V_m

$$\Sigma F + V_m = 0 \tag{32}$$

e per essere ≥F eguale nelle (36) e (37) dal loro confronto si trova

$$V_m = -D_{m+1} \operatorname{sen} \varphi \tag{38}$$

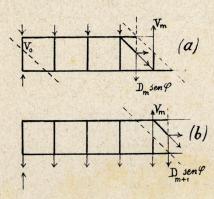


Fig. 35.

Le (35) e (38) servono al calcolo delle tensioni delle verticali in funzione di quelle delle diagonali, osservando che le prime sono di natura contraria delle seconde, e che sono verticali e diagonali, che si corrispondono, quelle che concorrono ad un nodo scarico. Volendo che la trave abbia sole diagonali stirate, ne viene che le verticali saranno sempre compresse e quindi basta calcolare la sola tensione (min) di quest'ultime la quale si determina: per l'impalcato posto sopra colla

$$V_{m(min)} = -D_{m(mas)} \operatorname{sen} \phi$$
 (0)

e per l'impalcato posto sotto colla

$$\mathbf{V}_{m(\min)} = -\mathbf{D}_{m+1(\max)} \operatorname{sen} \varphi \qquad (p$$

La (o) cade in difetto per la prima verticale V_o (quella sull'appoggio) in quantoche la diagonale corrispondente sarebbe quella di indice D_o che manca. Condotto per la verticale V_o il rispettivo piano di sezione, fig. 35 (a) alla

sinistra del medesimo non si trova che la sola reazione dell'appoggio, cioè Ao la quale ammette due valori, e cioè

per ponte scarico
$$A_0 = \frac{N}{2} P$$
,

e per ponte carico
$$A_o = \frac{N}{2}(P+K)$$
,

il primo dei quali è relativo alla tensione (mas) ed il secondo alla tensione (min), e siccome si tiene conto soltanto di quest'ultima (come quella del massimo valore assoluto) e ricordando sussistere la relazione $V_0 + A_0 = 0$, si ha

$$V_{0(\min)} = -\frac{N}{2}(P+K) \qquad (o^{8}$$

ESEMPIO.

Si mantengono i dati dell'esempio precedente per cui $\dot{e}: N=10, \lambda=3,20$ e prendendo l'altezza della trave $\frac{1}{10}$

della portata si ha: $h=\frac{1}{10}32=3,2$ per cui le diagonali hanno l'inclinazione di 45° e quindi risulta

$$\frac{1}{\text{sen }\phi} = \sqrt{2} = 1,414, \quad \text{sen } \phi = 0,7072$$

Per ogni nodo poi si hanno i seguenti carichi:

I nodi estremi portano carichi metà dei precedenti.

NERVATURE.

Il carico totale per ogni nodo è Q=P+K=2240+7520

Per il calcolo delle tensioni delle sbarre appartenenti alla nervatura superiore serve la (h) che si riduce alla seguente forma:

$$S_m = -\frac{9760 \times 3.2}{2 \times 3.2} m(10 - m) = -4880 m(10 - m)$$
 (39)

mentre le tensioni delle sbarre appartenenti alla nervatura inferiore si deducono mediante la (k).

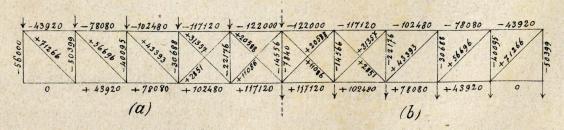
Ponendo m=1, 2, 3, 4, 5 nella (39) si trova

TRALICCIO.

Diagonali principali. — La tensione (mas) di queste diagonali si calcola colla (l) che si mette sotto la forma seguente:

$$D_{m(\text{mas})} = \left[\frac{2240}{2} (10 + 1 - 2m) + \frac{8960}{2 \times 10} (10 - m) (10 + 1 - m) \right] V_{\overline{2}}$$

$$= \left[1120 (11 - 2m) + 448 (10 - m) (11 - m) \right] 1,414$$



nella quale ponendo m=1, 2, 3, 4, 5, si trova

$$\begin{array}{l} \mathbf{D}_{1(\text{mas})} \!\!=\!\! +71266 \\ \mathbf{D}_{2(\text{mas})} \!\!=\!\! +56696 \\ \mathbf{D}_{3(\text{mas})} \!\!=\!\! +43393 \\ \mathbf{D}_{4(\text{mas})} \!\!=\!\! +34357 \\ \mathbf{D}_{3(\text{mas})} \!\!=\!\! +20588 \end{array}$$

La tensione (min) delle sbarre diagonali si calcola colla (m) posta sotto la seguente forma

$$D_{m(\min)} = \left[\frac{2240}{2} (10 + 1 - 2m) - \frac{8960}{2 \times 10} m (m - 1) \right] \sqrt{2}$$

$$= \left[1120 (11 - m) - 448 m (m - 1) \right] 1,414$$

nella quale facendo m=1, 2, 3, 4, 5, risulta

$$\begin{array}{l} D_{t(\min)} \!\!=\!\! +14253 \\ D_{t(\min)} \!\!=\!\! +9819 \\ D_{t(\min)} \!\!=\!\! +4148 \\ D_{t(\min)} \!\!=\!\! -2851 \\ D_{t(\min)} \!\!=\!\! -11086 \end{array}$$

Controdiagonali. — I scomparti nei quali si deve mettere la controdiagonale sono il 4° ed il 5° perche in essi la diagonale principale ha la tensione (min) negativa. La tensione (mas) delle controdiagonali è data dalla (n) e si ha

$$C_{4(mas)} = -D_{4(min)} = -(-2851) = +2851$$

 $C_{5(mas)} = -D_{5(min)} = -(-11086) = +11086$

Verticali. — La tensione di queste verticali dipende anche dalla posizione dell'impalcato.

a) Impalcato posto sopra. — In questo caso la tensione (min) si calcola colla (o), eccetto che per la verticale estrema V_0 per la quale serve la (o^a) e si trova

β) Impalcato posto sotto. — In questo caso la tensione (min) si calcola colla (p) applicando la quale risulta

$$\begin{array}{l} V_{\text{0}(\text{min})}\!\!=\!\!-(71266\!\!\times\!\!0,7072)\!\!=\!\!-50399 \\ V_{\text{1}(\text{min})}\!\!=\!\!-(56696\!\!\times\!\!0,7072)\!\!=\!\!-40095 \\ V_{\text{2}(\text{min})}\!\!=\!\!-(43393\!\!\times\!\!0,7072)\!\!=\!\!-30688 \\ V_{\text{3}(\text{min})}\!\!=\!\!-(31357\!\!\times\!\!0,7072)\!\!=\!\!-22176 \\ V_{\text{4}(\text{min})}\!\!=\!\!-(20588\!\!\times\!\!0,7072)\!\!=\!\!-14556 \\ V_{\text{5}(\text{min})}\!\!=\!\!-D_{\text{6}(\text{mas})} \sec \phi \end{array}$$

$$= -\left[1120(11-12) + 448(10-6)(11-6)\right] \frac{\sin\phi}{\sin\phi} = -7840$$

Nella fig. 36 sono annotate le tensioni accanto alle relative sbarre, alla parte sinistra (a) per l'impalcato posto sopra, alla parte destra (b) per l'impalcato posto sotto.

Ci rimane per ultimo a considerare il caso in cui il traliccio dissimmetrico ha diagonali tese e diagonali compresse.

ECONOMIA PROFESSIONALE

TARIFFA

per le Competenze degli Ingegneri ed Architetti della città di Catania per gli incarichi extragiudiziarii.

Lo spettabile Collegio degl'Ingegneri ed Architetti in Catania incaricò una Commissione eletta nel proprio seno e presieduta dal Presidente stesso del Collegio, per compilare una Tariffa di competenze per gli Ingegneri ed Architetti negli incarichi extragiudiziarii.

La tariffa fu approvata dal Collegio in seduta del 14 giugno 1881, e pubblicata in un fascicolo degli *Atti*, venuto di questi giorni in luce.

Noi la riproduciamo, parendoci lavoro coscienzioso ed abbastanza completo da doversi avere sott'occhio nel compilare consimili tariffe per altre città italiane. G. S.

1ª CATEGORIA.

ARCHITETTURA CIVILE.

Art. 1. Nel caso di nuovi edifici da costruirsi nella residenza dell'Ingegnere od Architetto direttore dei lavori saranno dovuti allo stesso le competenze a norma del seguente specchietto:

			Progetto	Direzione	Misura e valutazione	Totale
			p. cento	p. cento	p. cento	p. cento
Per lavori fino a	L.	10000	2,00	2,50	4,00	8,50
Pel dippiù fino a	l »	50000	1,75	2,25	4,00	8,00
» »))	100000	1,50	1,75	4,00	7,25
» »	D	500000	1,25	1,25	4,00	6,50
Per somme oltre))	500000	1,00	1,00	4,00	6,00

Delle quali competenze, quelle delle due prime colonne saranno corrisposte dal solo committente, quella della terza dallo appaltatore.

N. B. Le indennità di progetto, di cui sopra, riguardano quei tali progetti che constano di una relazione e dei disegni, cioè: piante, prospetti, spaccati e quei dettagli che si richiedono necessari per l'esecuzione del lavoro.

Se poi occorressero altri allegati, come: perizia, condizioni speciali di esecuzione e di appalto, non che dettagli di decorazione, e tutto in una o più copie, secondo è richiesto dalle condizioni particolari dell'opera a costruirsi o dalle leggi e regolamenti attinenti alla stessa, le indennità reperibili saranno del doppio di quelle sopra fissate.

Art. 2. Per i lavori di restauro, o di riattamento, i superiori compensi saranno aumentati di 1/4.

Art. 3. Nei lavori eseguiti in economia saranno pagati all'Ingegnere o Architetto direttore, dal committente soltanto, i compensi delle due prime colonne aumentati della metà — quelli della terza colonna non saranno dovuti.

Art. 4. Nel caso di lavori eseguiti per appalto di mano d'opera, sarà pagato all'Ingegnere o Architetto direttore, dall'Appaltatore, il 4 % o la sull'ammontare delle mano d'opere, e dal committente i compensi considerati nelle due prime colonne, in base sempre del costo delle mano d'opere e dei materiali; inoltre sarà pagato dal committente istesso il 2 % per la valutazione in base del costo delle mano d'opere soltanto.

Art. 5. Per i lavori eseguiti a forfait, ossia a costo stabilito, essendovi in tal caso la responsabità della consegna, giusta i capitolati speciali d'appalto, saranno dovuti all'Ingegnere o Architetto direttore dei lavori, oltre i compensi delle due prime colonne da pagarsi dal committente, il 2 % che sarà pagato dall'appaltatore.

Art. 6. I progetti formati di un computo preventivo e di una semplice relazione, saranno pagati colla metà dei compensi, di cui alla prima colonna del superiore specchietto. Art. 7. Quando occorrono lavori da eseguirsi fuori la residenza dell'Ingegnere o Architetto direttore, saranno dovuti allo stesso le spese di accesso, recesso e di pernottazione, se occorre, a norma della tariffa giudiziaria in vigore, oltre i compensi del superiore specchietto, aumentati di ¼, eccettuata la colonna dell'indennità dovuta dall'appaltatore.

2ª CATEGORIA.

COSTRUZIONI STRADALI.

Art. 1. Le indennità spettanti all'Ingegnere o Architetto per i lavori relativi alle strade rotabili di campagna, saranno a norma del seguente specchietto:

		Direzione	Misura e valutazione	Totale
		p. cento	p. cento	p. cento
Per i lavori fino a L.	10000	2,50	3,00	5,50
Pel dippiù fino a	50000	2,00	3,00	5,00
» » »	100000	1,50	3,00	4,50
Per somme maggiori di »	100000	1,00	3,00	4,00

Art. 2. I progetti saranno ricompensati separatamente, a corpo, per ogni chilometro di strada, giusto come nella seguente distinta:

(1)	Per le	strade d	ordinarie	in	pianura	L.	200
1	5)	Id.	id.	id.	in	collina	, ,	250
	c)	Id.	id.	id.	in	montagna	»	300
(l)	Per le	ferrovie	ordinarie	e in	pianura	»	300
	(Id.	id.	id.	in	collina	"	350
j	(Id.	id.	id.	in	montagna	»	450

Le frazioni di chilometro saranno valutate per intiero.

N. B. Tali progetti s'intendono definitivi, cioè, con tutti gli alligati che si richiedono nei progetti del Genio civile; meno però i progetti di viadotti, gallerie, ponti non minori di m. 15 di luce ed altri lavori d'ingegneria civile, i quali debbono essere pagati separatamente, come all'art. 1 della 3ª categoria.

Sono intanto nei compensi spettanti per tali progetti incluse le spese geodetiche, i mezzi di aiuto, le spese pei canneggiatori, per gli accessi, le trasferte, il vitto, l'alloggio e quant'altro sarà necessario.

Art. 3. Per le strade entro città, qualunque sia il sistema di costruzione adottato, sarà pagato all'Ingegnere direttore per la direzione del lavoro il 3 p. $^{0}/_{0}$ sull'ammontare delle opere ed il 3 p. $^{0}/_{0}$ per il progetto definitivo. Tale diritto sarà ragionato sull'ammontare presuntivo delle opere.

Art. 4. Se il progetto consiste in un computo preventivo accompagnato dalla relazione soltanto, sarà retribuito coll'1 50 %.

Art. 5. Verranno pagati separatamente i verbali di occupazione di cui alla 6^a categoria ed i lavori di riaccordo di chiusure frontali degli edifizi tagliati, i quali lavori saranno considerati come di ristauro a norma dell'art. 2 della 1^a categoria.

N. B. Anche in questa categoria, come nella seguente, il progetto e la direzione vanno a carico del committente e la misura finale a carico dell'appaltatore.

Valgono inoltre gli articoli 3, 4, 5, 6, 7 ed 8 della 1ª categoria.

3ª CATEGORIA.

LAVORI IDRAULICI.

Art. 1. I lavori idraulici, indistintamente, saranno ricompensati a norma del seguente specchietto:

	Progetto	Direzione	Misura e valutazione	Totale
	p. cento	p. cento	p. cento	p. cento
Per i lavori fino a L. 50000	2,00	2,00	3,00	7,00
Pel dippiù fino a » 100000	1,50	1,50	3,00	6,00
Per somme magg.di» 100000	1,00	1,00	3,00	5,00

N. B. In tali compensi si comprendono le spese per gli studi relativi, meno le indennità riguardanti le levate dei piani e degli studi geodetici in genere, di cui alla 5ª categoria.

Art. 2. Se il progetto è preventivo ed è accompagnato dalla relazione soltanto si ricompenserà colla metà di meno.

Art. 3. Per i progetti riguardanti i canali scoverti, le condotte libere o forzate si darà il compenso a chilometro secondo la seguente distinta:

a) Canali d'irrigazione dalla presa sino al principio della zona irrigabile L. 300

c) Condotte libere e forzate in campagna . . . » 300

d) » " » in città » 350

e) Idem con piano quotato esistente . . . » 200 f) Idem senza la pianta, escluso il piano quotato, di

Art. 4. I progetti di bonifica e di irrigazione saranno compensati alla ragione di L. 1,50 per ettaro di superficie da bonificare od irrigare inclusivamente al progetto dei canali colatori.

4ª CATEGORIA.

LAVORI MECCANICI.

Art. 1. Per l'impianto di stabilimenti industriali, in generale per ciò che riguarda la istallazione del macchinario, saranno dovuti all'Ingegnere direttore i compensi così distinti:

	Progetto	Direzione	Valutazione	Totale
	p. cento	p. cento	p. cento p	. cento
Per somme fino a L. 100000	3,00	4,00	2,00	9,00
Pel doppio fino a » 500000	2,50	3,00	1,50	7,00
Per somme maggiori	2,00	2,00	1,00	5,00

N. B. I fabbricati di lavori d'idraulica saranno ricompensati a norma delle relative categorie.

Art. 2. I progetti che constano d'un computo preventivo accompagnato da una semplice relazione si retribuiscono per metà del progetto definitivo.

5ª CATEGORIA.

LAVORI DI RILIEVO.

Art. 1. I rilevamenti in generale vanno distinti in ordine alle difficoltà dei terreni ed a seconda della scala di rapporto al vero. In quanto alla difficoltà dei terreni, questi si distinguono in quattro categorie, cioè, terreni in pianura, terreni in collina, terreni in montagna e terreni vulcanici.

Art. 2. Le indennità per ogni ettaro di rilievo dei terreni della 1ª categoria saranno a norma del seguente specchietto:

 Scala di 1:500
 1:1000
 1:2000
 1:5000
 1:10000

 Per estens. minori di Ett. 10 L. 8,00
 6,50
 5,00
 3,00
 1,50

 Pel dippiù fino ad
 » 30
 » 7,00
 5,50
 4,50
 2,50
 1,25

 »
 » 100
 » 6,00
 4,50
 3,50
 2,00
 1,00

 Pel dippiù degli
 » 100
 » 4,50
 3,50
 2,50
 1,50
 0,75

N. B. Nel caso di terreni paludosi o traversati da corsi di acqua, dei quan devesi determinare l'andamento, i prezzi di cui nel superiore specchietto, saranno aumentati del 50 p. $^{0}/_{0}$.

Art. 3. Pei terreni in collina, le indennità da pagarsi all'Ingegnere saranno regolate dal seguente specchietto:

Art. 4. Per i terreni in montagna, le indennità spettanti per ogni ettaro di terreno all'Ingegnere ed Architetto saranno giusto lo specchietto seguente:

Scala di 1:500 1:1000 1:2000 1:5000 1:10000

7,50 5,50 4,00 Per estens. sino ad Ett. 10 L. 10,50 9,00 Pel dippiù fino ad 7,00 5,00 3,00 30 » 9,50 8,00 » 100 7,00 6,00 4,50 2,50 » 8,50 Pel dippiù di » 100 7,50 6,00 5,00 3,00 2,00

Art. 5. I terreni vulcanici si distinguono: in terreni colti, ove si comprendono i vigneti, i fabbricati, ecc.; in terreni incolti, comprendendo essi le così dette *sciare*, con poca o nessuna vegetazione; e in terreni boschivi tra cui anche le chiuse a fichi d'India.

Nel primo caso, cioe, di terreni colti, i prezzi, di cui nello specchietto della 3ª categoria, saranno aumentati del 20 p. %.

Per i terreni incolti i prezzi dello specchietto della 1^a categoria saranno aumentati del 10 p. ^o/_o.

Per i terreni boschivi i prezzi della 3^a categoria saranno aumentati del 25 p. $^0/_0$.

Art. 6. Nei rilievi riferibili alle quattro categorie di cui sopra, quando trattasi di rilevare oltre l'estensione i particolari o dettagli, non che i caseggiati rurali, le superficie di tali particolari saranno computate con l'aumento del 25 p. % di quelle, secondo la categoria a cui il terreno appartiene.

Art. 7. Il rilievo dei caseggiati sarà distinto in rilievo di caseggiati sparsi e rilievo di caseggiati aggruppati. I compensi spettanti all'Ingegnere saranno regolati a norma del seguente specchietto:

	Sca	la di	1:500	1:1000	1:2000	1:5000	1:10000
Caseggiati	sparsi	L.	50	40	35	25	10
Id.	aggruppati))	150	100	80	60	25

Art. 8. Il rilievo di dettaglio degli edifizi compreso nella scala di 1:50 sino ad 1:200 saranno pagati in ragione di L. 0,25 per metro di superficie e per piano.

Art. 9. I rilievi dei corsi d'acqua fatti allo scopo di sapersene l'andamento preciso, non esclusi i particolari che tal genere di rilievi richiedono, saranno pagati a L. 0,25 al metro lineare compresi i disegni.

Art. 10. Se il rilievo comprende terreni di prima e seconda categoria e caseggiati radi e fitti, o promiscuamente, le indennità saranno liquidate in ordine a ciascuna parte di lavoro.

Art. 11. La misurazione grafica della superficie sulle levate in netto sarà ricompensata in proporzione del 10 p. °/₀ delle indennità fissate per le levate istesse.

Art. 12. Per i rilievi di piani quotati i prezzi superiormente stabiliti nelle quattro categorie saranno aumentati nel modo seguente, cioè:

del 10 p. ⁰I₀ per i terreni della 1^a categoria, cioè in pianura; del 15 per i terreni della 2^a categoria, ossia in collina;

del 20 per i terreni della 3ª categoria, ossia in montagna, e del 25 per quelli della 4ª categoria, ossia vulcanici.

N. B. In tutte le quattro categorie i terreni s'intendono fuori acqua.

Art. 13. Nei rilievi dei piani quotati per i terreni sommersi l'aumento di cui all'art. 11 sarà del 30 p. 0_{Io}.

Art. 14. Nel caso di semplice misurazione per le quattro categorie di terreni sopra considerate, si pagherà a norma del seguente specchietto:

Terreni di 1ª categ. 2ª categ. 3ª categ. 4ª categ.

Per estensioni minori di	Ett. 10 L.	2,50 3	,00 3,75	4,00
Pel dippiù fino ad	» 30 »	2,50 2	,75 3,50	3,75
Pel dippiù fino ad	» 100 »	1,75 2	,25 3,00	3,50
Pel dippiù di	» 100 »	1,25 1	,75 2,50	3,00

Art. 15. Per i piani quotati dei fabbricati si dară il compenso del 10 p. o _{Io} o del 15 p. o _{Io} dei compensi sopra stabiliti a seconda che trattasi di fabbricati radi o aggruppati.

6a CATEGORIA.

ESTIMO DEI FONDI RUSTICI ED URBANI.

Art. A. Per i fondi rustici a qualunque coltura, compreso il materiale inerente al fondo, la descrizione, ecc., ecc., se la stima è fatta sugli affitti, o altri simili elementi, le indennità spettanti all'estimatore saranno regolate nel seguente modo:

Per valori inferiori a L. 25,000 0 1,00 p. 0 10 Per somme addippiù 0,50 p. 0 10 p. $^$

Art. 2. Se l'estimo sarà fatto sulla base del valore produttivo del fondo, l'indennità sarà metà dippiù di quelle assegnate precedentemente.

Gli estimi di terreni edificatori da concedersi o vendersi con la relativa descrizione e con la determinazione del reddito o canone annuo del capitale corrispondente saranno retribuiti al 0,50 p. ⁰I₀ sul capitale risultato di lordo.

Art. 3. Gli estimi dei fabbricati eseguiti col metodo dei cementi, col metodo misto dei fitti e cementi saranno ricompensati al 2 p. °₁₀ sul capitale risultante.

Art. 4. Se gli estimi saran fatti senza usare i due suddetti metodi e contengono la descrizione e la misura saranno ricompensati all'1 p. °_{Io} sul capitale lordo risultante sino a che questo non superi le L. 30,000 e al 0,50 p. °_{Io} per somme maggiori.

Art. 5. Se nell'estimare un fondo, sia rustico, sia urbano, occorresse progettare opere di compimento indispensabili all'uso o esercizio del fondo istesso, il progetto di tali opere sarà pagato separatamente.

Art. 6. Se per la valutazione di un fondo occorressero i rilievi delle piante, essi rilievi saranno pagati a parte in ragione di metà di quelli fissati nella 5^a categoria.

Art. 7. Nel caso di divisione o di assegno di quote, i compensi di questa parte del lavoro saranno liquidati a vacazioni.

Art. 8. Gli apprezzi sommarii, cioè senza descrizione, sia di fondi rustici che urbani, si retribuiscono con la metà delle ricompense assegnate per gli apprezzi con descrizione.

7a CATEGORIA.

ACCESSI, CONSULTAZIONI, BILANCI, COLLAUDI, REVISIONI, PERITI DIFENSORI.

Art. 1. Gli accessi per qualsiasi ragione avvenuti, meno che per il fatto della costruzione delle opere sotto la propria direzione, e per altri casi speciali previsti nella presente Tariffa saranno compensati per vacazione.

Art. 2. Per una sola vacazione il compenso sarà doppio, quantunque s'impiegasse tempo minore.

Art. 3. Per le trasferte si compensa in base alla tariffa giudiziaria.

Art. 3 bis. Consultazioni. — Per un semplice parere o chiarimento tecnico, nello studio o dentro il paese di residenza dell'Ingegnere od Architetto, si ha diritto al compenso di L. 25.

Art. 4. Per i bilanci di consegna e riconsegna di fondi, opifici od altri stabilimenti si retribuiscono all'1 p. °_{[0} della somma complessiva dei debiti e crediti.

Art. 5. I collaudi si retribuiscono al 0,50 p. 010.

Art. 6. Per le revisioni al tavolino se trattasi di perizie, di estimi, divisioni, revisioni di progetto con relativi rapporti, al 0,50 p. °[6.

Art. 7. La revisione di progetti stradali sarà ricompensata con la metà del compenso fissato per gli stessi progetti qualora la revisione si estenda sino alla livellazione; con la terza parte se ciò non occorre.

Art. 8. Per la revisione sopra luogo della quantità, qualità di lavoro e merito di esso con la revisione a tavolino delle calcolazioni, sarà dovuto il compenso del 3 p. °_{Io}.

Art. 9. Il compenso dovuto al difensore, oltre dell'indennità di trasferta sarà fissato per onorari. — L'onorario sarà di L. 70 per quadrimestre.

Art. 10. Se durante una costruzione sorgessero litigi in dipendenza della stessa, l'Architetto o Ingegnere che dirige è obbligato di difendere il suo cliente gratuitamente, ed occorrendo assistere agli accessi giudiziari, presentare tutti i rilievi e chiarimenti che crederà opportuni, salvo sempre i dritti di trasferta qualora la quistione fosse fuori della residenza dell'Inge-

Art. 11. L'obbligo, di cui sopra, cessa se la costruzione vien sospesa per colpa estranea a chi la dirige e senza un ordine dell'Autorità giudiziaria.

DISPOSIZIONI GENERALI.

Art. 1. Per le copie delle relazioni da emettersi in forma autentica ulteriormente alla prima e dopo scorso un anno, oltre alle spese di scrittura, si ha diritto ad 1/8 delle competenze spettanti per la sola relazione originale.

Art. 2. Le spese tutte occorrenti, come registro, bollo, scrittura e simili, saranno pagati separatamente.

Art. 3. Le quistioni che potessero sogere per la interpretazione della presente Tariffa saranno sciolte dal Collegio istesso.

NOTIZIE

Trasporto di una casa a Boston. - Non è la prima volta che siansi felicemente compiute simili operazioni negli Stati Uniti; questa è per altro la più recente, e ad un tempo la più grandiosa. Trattavasi di trasportare orizzontalmente di ben 4 m. 22 (onde allargare di altrettanto la via) una casa d'angolo avente le due facciate della lunghezza di 21 metri, e 29 m. 30 rispettivamente, costruita di muratura ordinaria ed in mattoni.

La facciata principale riposa su otto pilastri di 0 m. 90 per 1 m. 20, alti 3 m. 66.

L'altezza dell'edifizio era di 29 m. 30. Il peso di 5 milioni di chilogrammi, non compreso il mobilio degli appartamenti.

Si cominciò dal provare sopra un modello in piccola scala allo scopo di ben constatare che l'operazione potesse aver luogo senza sconnettere menomamente le parti superiori dell'edifizio. Poi si prepararono solidissime fondazioni in pietre e mattoni

per sostenere i regoli ed i rulli di scorrimento; si cercò di conper sostenere i regoli ed i rulli di scorrimento; si cercò di consolidare ben a dovere il piano inferiore, e lasciato posare l'edifizio sui rulli, si operò lo spostamento applicando contro le pareti 56 cric a vite del diametro di 5 cent e col passo di 1,26; questi cric vennero fatti agire a mano. Ad ogni quarto di giro, la casa si trasportava di mm. 3,17.

I preparativi per quest'operazione durarono due mesi e mezzo; il trasporto si effettuò in quattro giorni; ed anzi, l'operazione meccanica non richiese che tredici ore e quaranta minuti, spostandosi l'edifizio di 51 centimetri ogni minuto.

Il lavoro richiese 4351 giornate di operai, e costò in definitivo 150 mila franchi.

tivo 150 mila franchi.

(Semaine des Constructeurs).

Spese di manutenzione delle strade nella città di Berlino.

— Per lo spazzamento della neve nella città di Berlino, occorsero nel 1879, lire 1,137,500, mentre nel 1880 bastarono 167,500 La pulitura dei selciati costa annualmente e per metro quadrato

> lire 0,81 trattandosi di una pulitura giornaliera id. di tre puliture nella settimana

id. 0,40 id. 0,28 di due di una

Per le strade asfaltate le spese aumentano di solo lire 0,06, poiche l'inaffiamento, il cui costo è di lire 0,10, può tralasciarsi.

I materiali impiegati annualmente sono: 22500 scope ordinarie, 14000 scope di Piassava, 400 per le macchine, 11000 chi-logrammi di polvere disinfettante e 2900 metri cubi di sabbia.

Il numero di viaggi necessario per asportare terra, fango, ed altri materiali perduti dai carri, può valutarsi a 10,000; e contando 2500 chilog. per ognuno, si hanno 2500 tonnellate per anno.

La spesa totale della spazzatura e inaffiamento delle strade, compreso l'acquisto degli utensili, il loro mantenimento, le indennità pei depositi, ecc., ammontò per l'anno 1880 a lire 1,875,000. La superficie totale delle strade da pulire è di circa 6,500,000 metri quadrati.

(Zeitschrift des Ing. - und Arch. - Vereins zu Hannover).

Osservazioni durante il nuovo passaggio di Venere. - Le osservazioni che si erano fatte durante il passaggio di Venere nel 1874, non avevano dato risultati molto soddisfacenti, per la difficoltà di coordinarle, avendo ogni nazione operato senza un accordo preventivo colle altre. Ad evitare questo incon-veniente nell'occasione del prossimo (1882) passaggio di Venere, ebbe luogo l'anno scorso a Parigi una conferenza internazionale, le cui principali decisioni furono:

La scelta delle stazioni più favorevoli all'osservazione; 2° Si stabili che per le misure micrometriche, si impiegheranno e di preferenza, apparecchi a doppia immagine, adattati vuoi all'obbiettivo, vuoi all'oculare, e si farà in modo d'eliminare gli errori provenienti dalle differenze sul diametro del sole,

nelle diverse lenti;

3º L'osservazione del fenomeno con micrometri a fili o reticelle micrometriche, o con istrumenti muniti di circoli graduati, dovrebbe essere riservata alle stazioni nelle quali la stabilità e regolarità dei movimenti del cannocchiale siano sufficientemente assicurate;

4º Per quanto riguarda la fotografia, visto che i risultati ottenuti nel 1874 sono poco soddisfacenti, non se ne raccomanda l'uso nelle osservazioni del 1882, ammettendo però che vi si ri-

corra in alcune stazioni.

Onde permettere un paragone posteriore dei risultati ottenuti, la conferenza ha deciso di definire i tempi corrispondenti ai contatti interni, come segue: L'entrata, ossia il momento in cui si osserva per l'ultima volta una discontinuità evidente e nel medesimo tempo persistente, nell'illuminazione dell'orlo apparente del sole, in vicinanza al punto di contatto con Venere. L'uscita, ossia il momento in cui appare la prima discontinuità ben definita e persistente nell'illuminazione dell'orlo apparente del sole in vicinanza al punto di contatto.

Se gli orli dei due astri raggiungono un contatto geometrico senza deformazione e senza offuscamento del filetto di luce interposto, il momento definitivo è quello stesso del contatto.

(Le Génie Civil).

Natura dell'acciaio il più conveniente per le ruotaie. -In un lungo articolo, inserito nelle Annales des ponts et chaussées, l'ispettore Gruner si sforza di rispondere alle questioni: « se l'acciaio fuso per le rotaie deve essere duro o dolce, e se la sua natura debba influire sulla forma della ruotaia ».

Si è sovente discusso se le ruotaie Vignole siano da preferirsi a quelle a doppio fungo, e si è ormai quasi unanimi nell'ammettere che i due tipi, dal punto di vista della durata e del costo, si equivalgono a un dipresso, senonchè la natura dell'acciaio impiegato nella fabbricazione influisce sulla durata delle ruotaie, più che la forma. L'acciaio presenta mille gradi di durezza, dall'acciaio il più dolce a quello più duro; il primo cederebbe naturalmente sotto il peso della locomotiva, mentre il secondo si romperebbe sotto gli urti e le scosse dei convogli; il tretta quindi di senere se convenge appressimensi intittotto si tratta quindi di sapere se convenga approssimarsi piuttosto all'uno che all'altro estremo; — questo esame va fatto sotto due diversi aspetti, quello della resistenza alla rottura e quello dell'usura.

La questione di fissare il grado di durezza dell'acciaio impiegato nelle ruotaie, è poi tanto più importante, inquantochè le differenze esistenti su questo punto negli usi e nei capitolati delle varie compagnie ferroviarie, tanto europee, quanto americane, sono considerevoli, e per mostrarlo il signor Gruner passa in rivista le prescrizioni contenute in diversi capitolati.

I tedeschi, in generale, apprezzano la resistenza del metallo per tensione diretta, ed esigono contemporaneamente un limite di resistenza ed un limite di contrazione. In Francia, ed anche in Italia, invece si ricorre alle prove per urto, più sicure e più semplici, che permettono meglio di giudicare la fragilità dell'acciaio. Dal paragone delle prove richieste risulta che l'acciaio impiegato all'estero per le ruotaie è più dolce di quello impiegato per le ruotaie francesi. Lo stesso si conchiude dalle prove prescritte nei capitolati francesi per constatare la rigidità del metallo, nonche da quelle fatte nelle officine, sulla trazione.

Nel rapporto che il dott. Dudley fece per spiegare le cagioni delle frequenti rotture avvenute nell'inverno del 1876 al 1877 sulle linee della Pensilvania Railroad Comp., questa quistione è trattata a fondo ed i risultati a cui arriva hanno un'importanza capitale. Senonche dall'esame chimico delle diverse ruotaie il dott. Dudley credette potere prescrivere una formola chimica, molto ristretta, al di fuori della quale, secondo lui, tutte le ruotaie sarebbero cattive. Ora, nello stato attuale della scienza, è impossibile di conoscere in modo completo l'influenza esatta sulla natura dell'acciaio di tutti gli elementi che lo compongono; anzi è noto che delle formole chimiche diverse possono dar delle ruotaie egualmente resistenti; egli è dunque assurdo l'inscrivere nei capitolati prescrizioni relative alla com-

posizione degli acciai, come fecero alcune compagnie americane. Lo stesso grado di resistenza e di durezza può raggiungersi in diversi modi; basterà, per es., di far variare in senso inverso il carbonio e il manganese, o di diminuire la dose di carbonio, aumentando le proporzioni di silicio e di fosforo. Il voler stabilire una formola chimica unica, sarebbe davvero irrazionale e tanto più, inquantochè il modo di fabbricazione, il lavoro meccanico a cui il metallo è sottoposto e persino il profilo scelto esercitano un'influenza considerevole sulle qualità buone o cattive delle ruotaie. Non si dovranno dunque esigere delle prove meccaniche.

Dalle esperienze del dott. Dudley risulta che le buone ruotaie

sono relativamente di metallo dolce, aventi una resistenza inferiore a 52 chilog., con allungamento superiore a 21 $0_{[0]}$; mentre le ruotaie fragili presentano una tenacità superiore a 53 chilog. con un allungamento inferiore a 20 $0_{[0]}$. Egli riconobbe oltre a ciò che l'usura era maggiore nelle ruotaie dure che non in quelle dolci, poco carburate; e ciò a conferma di risultati già riconosciuti dai signori Smith nel 1875 e Price Williams nel 1876.

Si disegnarono i profili delle ruotaie in grandezza naturale; comparandoli al profilo naturale si osservo che la deformazione propriamente detta, era quasi nulla, per cui la differenza nei due profili non poteva pervenire che dall'asportazione del me-

talle per attrito.

er determinare l'usura si paragonò il peso per metro corrente delle vecchie rotaie a quello delle nuove, il che si dovette fare indirettamente, giacche le ruotaie non erano state pesate prima della posa, ed è noto che all'uscire dall'officina non presentavano tutte un peso regolare. Si paragonarono adunque le aree del profilo primitivo e di quello usato, e si fissò direttamente l'intensità di ogni ruotaia, pesando nell'aria e nell'acqua distillata delle sezioni normali di un uguale spessore, si pervenne così a trovare la perdita in metallo per ogni metro corrente di ruotaia, la quale, divisa pel numero di milioni di tonnellate, rappresentanti il traffico sopportato dalla medesima, dà il valore dell'usura, ossia la perdita per milioni di tonnellate. I risultati di tutte queste esperienze sono riunite in un quadro

quale risulta: . Che le ruotaie in acciaio puro e dolce hanno perduto il

meno di metallo per l'effetto del passaggio dei convogli.

2. L'usura assoluta nelle pendenze è maggiore che sui tratti

orizzontali.

3. Nelle curve, l'usura delle ruotaie dure è doppia delle altre e per quelle della linea inferiore cresce in proporzione

ancora maggiore.

Il signor Cloud constatò questa verità anche nei cerchioni delle ruote motrici; — in generale ciò è più difficile, perchè i fabbricanti di ruote mettono sulla stessa sala dei cerchioni di uguale durezza, ma quando questa regola presenta un'eccezione, l'usura ineguale può constatarsi ed è sempre il cerchione in acciaio più duro che è il più usato. Il signor Cloud trovò delle differenze sino a 2,5 e 3 centimetri.

È ovvio che se si trattasse di acciaio puro, il più duro sa-rebbe anche il più tenace, e che i fatti predetti non si verificano che nell'acciaio comune, quello che viene impiegato nella fabbricazione delle ruotaie e che generalmente contiene delle sostanze estranee, le quali sono appunto la causa della sua fragilità, che favorisce le rotture e l'usura. Bisogna adunque che l'acciaio per le ruotaie non contenga oltre al carbonio, che la proporzione rigorosamente necessaria, d'elementi eterogenei, per dargli una certa dose di rigidità senza renderlo fragile. Questa dose-limite varia con quella del carbonio, e sarà tanto più piccola, quanto maggiore il tenore in carbonio. Le dosi relative al manganese, del fosforo e del silicio, devono pure influire sulla durata delle ruotaie, ma il grado di questa influenza è impossibile a fissarsi, basandosi sulle esperienze che si possedono.

Conchiudiamo adunque, che gli acciai per le ruotaie dovrebbero essere abbastanza dolci per rompersi alla trazione sotto carichi superiori a 50 chilogrammi per millimetro quadrato; l'allungamento essendo di 16 a 20 010 su 100 millimetri, ed in questo caso per un tenore in carbonio di 0,30 per 010, e di fosforo di 0,10 per 010; — la totalità delle materie estranee non dere escadore 0,60 per 010. Foregione siriogiachio si internatione deve eccedere 0,60 per 010. Fors'anco riuscirebbe più vantaggioso l'adottare ruotaie più pure e più dolci, inquantoche nessuna di quelle esperimentate nelle condizioni suddette a 50 chilogrammi di tenacità, si è deformata sotto il carico dei convogli e non mancò di rigidità, ma è impossibile il dirlo nello stato

attuale della scienza.

Per ispiegare come mai l'usura delle ruotaie in acciaio duro e impuro sia maggiore che non in quelle di acciaio dolce, si rifletta che le superficie di contatto della ruotaia e dei cerchioni sono rugose e costituite come da piccoli denti sporgenti, i quali devono necessariamente rompersi tanto più rapidamente, quanto più l'acciaio è impuro. Oltre a ciò la causa più energica dell'usura è la ruggine, la quale agisce con maggiore intensità sulle su-perficie di contatto rese splendenti dal passaggio dei convogli

e più disposte ad ossidarsi. Infatti la ruggine propriamente detta (perossido idratato) non ha il tempo di svilupparsi, ma il protossido si forma tanto più attivamente che la superficie è meglio pulita. Questa pellicola ossidata è più friabile del metallo intatto e perciò l'ossidazione favorisce l'usura. Sulle parti laterali invece delle ruotaie, la ruggine si compone di una crosta, la quale in breve diventa tanto spessa da proteggere a guisa di intonaco il metallo.

Dall'esposto risulta pure, che non bisogna prescrivere nei capitolati d'appalto la condizione della rottura sotto una certa altezza di caduta, poichè essa implicherebbe una impurità mag-

giore dell'acciaio.

La forma del profilo della rotaia influisce sulla natura del metallo di cui è costituita, ed ecco come: Il ferro nella laminazione non indurisce quand'anche la temperatura si raffreddi: mentre l'acciaio si tempera e s'indurisce tanto maggiormente quanto più piccolo è lo spessore dell'asta, quindi gli orli del piede sono più esposti ad indurire che non la testa. Il profilo delle ruotaie Vignole era stato studiato per l'impiego del ferro, e con ragione si preferi, a peso uguale, a rinforzare la testa invece del piede, per cui si assottigliarono gli orli della base fino a 6 e 5 millimetri. Ma impiegando l'acciaio, questo piccolo spessore è causa che il metallo si tempera facilmente al minimo abbassamento di temperatura ed allora si trova in una tensione mole-colare molto ineguale che nuoce alla sua stabilità; rassomiglia alle lagrime bataviche, un piccolo urto o il minimo intaglio nell'orlo della base bastano sovente per provocare la rottura, dal che si conchiude che un acciaio conveniente per le ruotaie a doppio fungo può essere troppo duro per le ruotaie Vignole.

Un'altra circostanza che favorisce la rottura delle ruotaie Vignole è la disposizione, che s'incontra nella maggior parte dei tipi francesi, di assegnare alla superficie superiore della base, due pendenze per rendere più sicura l'adattazione delle compresse; la parte vicina all'anima fa coll'orizzonte un angolo maggiore che quella vicina all'orlo; all'incontro delle due pendenze si ha così una specie di solco d'ambo i lati dell'anima, al quale corrisponde una diminuzione brusca nella sua spessezza, e quindi un passaggio rapido dalla parte temperata a quella che non lo è, e ciò contribuisce evidentemente alla rottura. Si dovrebbe adunque adottare di preferenza per la parte superiore della base un piano inclinato unico, come si vede in molti tipi americani e tedeschi, e non dare agli orli della base una spessezza inferiore a 8 o 10 millimetri.

G. CRUGNOLA.

BIBLIOGRAFIA

Conferenze sulla Esposizione Nazionale del 1881, tenute per incarico di S. E. il Ministro d'Agricoltura, Industria e Com-mercio. — Milano, 1881. Op. in-8° di pag. 339.

3º Conferenza. — Sui progressi compiuti nell'industria delle macchine dall'epoca dell' Esposizione di Firenze ad oggi (prof. Giuseppe Colombo). — Il chiarissimo autore si limita a considerare i progressi raggiunti nella costruzione delle macchine motrici e operatrici richieste dalle industrie manifatturiere e nella costruzione del materiale mobile ferroviario.

Un primo elemento di confronto può aversi dal fatto che a Firenze le macchine industriali, il materiale ferroviario e la nautica occuparono 1149 metri quadrati con 182 espositori, ed a Milano la meccanica occupava 15,830 metri quadrati con 532 espositori, cioè 14 volte la superficie occupata nella Mostra di

Firenze, ed il triplo degli espositori.

Inoltre a Firenze la costruzione delle macchine si presento con tutti i caratteri di un'industria che muove i primi passi. Macchine grosse punto, macchine serie poche; una quantità eccedente di apparecchi per le industrie alimentari, quelli appunto che caratterizzano la meccanica dei popoli primitivi, perchè mirano a soddisfare i primi e più diretti bisogni dell'uomo; alcune macchine agricole, e pressoche nessuna per le industrie manifatturiere. Invece un gran numero di modelli e progetti di inventori di professione, la cui abbondanza non è il più sicuro indizio della coltura meccanica di un paese.

Nondimeno le poche macchine serie che c'erano davano luogo a sperare nell'avvenire. L'industria delle macchine appariva allora (nel 1861) concentrata specialmente a Genova e a Napoli.

Lo stabilimento Ansaldo a Sampierdarena, diretto allora dai fratelli Orlando, che ora hanno cantiere a Livorno, era, come è adesso, una delle più vaste officine italiane; aveva già costrutte 36 locomotive e ne aveva 12 in costruzione; ed aveva anche fornito più di una grossa macchina alla marina sarda. Inoltre Robertson, Balleydier, Westermann di Sestri, costituivano ivi, insieme ad Ansaldo, un forte nucleo di officine capaci di fare i più grossi lavori per la marina, le ferrovie e l'industria privata. A Napoli, il regio opificio di *Pietrarsa* aveva già costrutt

22 locomotive e ne aveva due in lavoro; aveva inoltre fornito le macchine a diverse navi, alcuna delle quali, come l'Ettore Fieramosca, sopravvive, malgrado l'età, alla grande liquidazione di tante nostre navi da guerra. L'officina di Guppy e Pattison aveva una ferriera in cui si lavorava il ferro di Calabria, aveva già fornito 100 macchine a vapore fisse all'industria privata, 10 locomotive alla ferrovia di Salerno, e costrutto le macchine della Partenope, dell'Elba e del Garibaldi; essa era allora la seconda officina d'Italia. Anche Macry, Henry e Comp. costruivano locomotive, macchine fisse e locomobili su una discreta scala. La Lombardia, il Veneto ed il Piemonte erano ancora lungi

dal presentare quello sviluppo di officine meccaniche che hanno avuto di poi. L' Elvetica di Milano, Guioni di Milano, Benech e Rocchetti di Padova, Giacomelli di Treviso lavoravano principalmente in macchine per l'agricoltura. Solo alcune piccole officine del Piemonte, Colla, Huguet, Decker, Gauthier, Güller e Greuter costruivano macchine speciali in servizio dell'industria. La Toscana non aveva che l'officina di Follonica, soffocata

dalla malaria della maremma, e alcune fabbriche minuscole per

le industrie agricole.

Pel materiale ferroviario non si distinguevano in Italia che qualche officina ferroviaria, e la fabbrica Grondona, Miani e Comp. di Milano, che tuttavia era ben lontana dalle attuali proporzioni.

L'industria delle macchine si è fatta forte in Italia dal 1861 in qua, si è estesa rapidamente, ha prosperato e gettato profonde radici anche laddove prima era ignota o insignificante. Questo rimarchevole progresso è stato l'opera di un concorso fortunato di circostanze. Alla fine del 1866 l'Italia non contava ancora che una settantina di officine private di qualche importanza (escluse le officine ferroviarie e gli arsenali) con circa 9000 operai. Dopo la guerra, la protezione del corso forzoso pose i costruttori dell'Alta Italia in grado di sostenere la concor-renza delle officine svizzere che dominavano da padroni assoluti sul nostro mercato, e venne il biennio 1870 72 in cui una febbre d'attività invase il paese, e colla stessa istantaneità con cui si creavano colossali società manifatturiere, esigevasi pure che fossero eretti i relativi stabilimenti. Non mancarono le illusioni e le catastrofi; ma ad ogni modo è da quell'epoca che data il risveglio delle nostre più riputate officine.

Napoli e Genova continuarono ad essere centri importantissimi, ma non migliorarono la loro situazione quanto si sarebbe potuto aspettare. L'industria delle macchine prese a svolgersi con slancio meraviglioso nella Lombardia e nel Veneto, dove le fabbriche di macchine agricole si trasformarono in vaste officine per le industrie manifatturiere. Una trasformazione consimile si è pure verificata nell' Emilia, dove l'industria delle macchine ha assunto nelle officine di Bologna un carattere ri-marchevolmente serio. Il Piemonte partecipò auch'esso al movi-

mento generale, ma in modo ben diverso, ossia con molti sta-bilimenti piccoli ma di particolare importanza dal lato della specialità della produzione. Le altre regioni d'Italia non possono ancora competere con quelle citate finora. Ad ogni modo il numero delle officine private di qualche importanza può ora ritenersi di 150 circa, con 15 a 16 mila operai, e una produzione annua del valore di 35 a 40 milioni. Ad esse sono ancora

da aggiungersi le officine ferroviarie e gli arsenali di terra e di mare appartenenti al Governo.

A questo punto il prof. Colombo prende ad esaminare sotto quali forme si manifestò all'Esposizione di Milano quest'attività

così mirabilmente accresciuta.

E cominciando dalla macchina a vapore, la quale è come la pietra di paragone per giudicare delle attitudini e dei mezzi di un'officina, il prof. Colombo osserva che le prime Ditte nazionali si sono oramai dimostrate capaci di costruire macchine a vapore di qualunque forma e di qualsiasi sistema; che la questione tecnica è quindi risolta, e quanto alla questione economica, non abbiamo più a temere che la concorrenza delle officine svizzere. Ora la sola condizione favorevole per le fabbriche svizzere è la vastità della loro produzione, che permette di fare il lavoro con molta economia, sopratutto quando si tratti di un tipo costante come è quello di Sulzer. Mentre da noi, se è indubitato che non manca l'attitudine, non sempre vi rispondono i mezzi di cui le nostre officine possono disporre.

I costruttori italiani per competere vittoriosamente debbono ancora perfezionare ed aumentare i loro utensili; introdurre i nuovi sistemi di fonderia, che agevolano e rendono più precisa la formatura e la riuscita dei getti, e tendere a poco a poco a circoscrivere il campo della loro attività, consacrandosi principalmente alla costruzione di motrici, e lasciando interamente ad altri la costruzione di altre specialità. Infine limitare i prezzi e convincersi esser meglio guadagnare poco su di una grande produzione, che molto su una piccola, e intanto acquistare la

fiducia dei committenti e diventare padroni del campo.

La questione della concorrenza, dice il prof. Colombo, collegarsi più a cause morali che materiali, essendoche, quanto alla specializzazione della fabbricazione, che è uno degli elementi

materiali più influenti, essa comincia già a disegnarsi molto bene nell'industria italiana delle macchine. La incipiente spe-

cializzazione nell'industria delle macchine è ciò che formava il carattere dominante ed il vanto dell'Esposizione di Milano.

Senza dubbio non bisogna crearsi troppe illusioni; manca ancora in Italia un grandissimo numero di specialità di primaria importanza per l'esercizio delle industrie manifatturiere, e talune rappresentate nella galleria delle macchine vanno considerate piuttosto come tentativi, come speranze per l'avvenire, che non come fabbricazioni avviate, fondate già su base sicura. Inoltre non bisogna mai perdere di vista che in ogni paese

vi sono delle fabbricazioni possibili e delle altre che non sono possibili affatto. Così per ora e per lungo tempo sarebbe assurda l'idea di tentar la costruzione delle macchine di filatura del cotone, del lino e della lana, perchè lo stato delle nostre industrie non giustificherebbe la creazione delle officine speciali a ciò necessarie, che non sarebbero alimentate. Vada per le macchine di tessitura, le quali richiedono un impianto di gran lunga più semplice. Così ancora non sarebbe cosa saggia persistere in fatto di locomobili a vapore e di macchine trebbia-trici a concorrere con officine, come le inglesi, che si danno esclusivamente a questa fabbricazione, e producono annualmente migliaia di macchine per tutti i mercati d'Europa.

Queste considerazioni sull'inopportunità di fabbricazioni che non hanno ancora una ragione di esistere, non sono tuttavia applicabili al caso in cui si tratti di fabbricazioni che interessino la sicurezza dello Stato, quando, per causa di guerra, fossimo abbandonati alle nostre risorse. Tali sono quelle del materiale

per le ferrovie e la marina.

La questione è molto grave. Per fabbricare locomotive in condizioni economicamente possibili, bisogna farne almeno una cinquantina all'anno, ed avere un'officina montata e corredata di macchine nel modo il più perfetto, esclusivamente per questo lavoro. Due di queste sarebbero più che sufficienti per servire tutte quante le ferrovie italiane. Per erigere fabbriche cosi speciali occorrono ingenti capitali, e occorre ancora la sicurezza di collocarne i prodotti man mano che si fabbricano. Tuttociò non si può fare senza l'intervento del Governo, senza conven-

zioni speciali fra questo e le società ferroviarié. Or qui è il Governo che deve intervenire, anche sul riflesso che le grandi officine meccaniche e ferroviarie sono altrettanti arsenali in tempo di guerra, e al pari dei grandi cantieri di costruzioni marittime concorrono a formare l'armamento della Nazione. È adunque nell'interesse dello Stato di promuovere con tutti i mezzi a sua disposizione, la creazione di officine speciali da locomotive, come sarebbe nel suo interesse di tutelare le grandi fabbriche liguri e napoletane dal punto di vista della costruzione delle macchine e del materiale della marina da guerra, e di creare o favorire una grande ferriera nell'isola d'Elba, che gli assicuri il materiale per le sue costruzioni militari e navali

Ma pur deplorando che il Governo non riesca ancora a risolvere codeste questioni industriali in modo decisivo, il prof. Colombo trova motivo a rallegrarsi perchè alle nostre officine meccaniche si aperse un nuovo campo colle locomotive da tramvia, essendosi quasi improvvisati 2500 chilometri di tramvia nella massima parte a vapore. Oltre a ciò l'industria della fabbricazione dei vagoni è floridissima, essendovi stabilimenti di primo ordine, i quali bastano da soli ad assicurarle l'avvenire, come quello del Grondona che ha già fabbricato 10 mila vetture, quelli di Pietrarsa e dei Granili che hanno già sorpassata la cifra di 5 mila, e molti altri essendosi impiantati di recente a Savigliano, a Torino, a Savona, ecc.

Infine il prof. Colombo trova giustamente un importante ele-mento di vitalità e di forza nella numerosa schiera di giovani istrutti e valorosi che le nostre principali scuole d'applicazione vanno ponendo a disposizione dell'industria, cosicche anche da noi le officine meccaniche cessano di trovarsi sotto il dominio del volgare empirismo, per essere come all'estero, ispirate e

dirette dalla scienza.

Sono pervenute alla Direzione le seguenti pubblicazioni:

Costruzioni ferroviarie per conto dello Stato — Ferrovie Sicule. — Notizie sulla costruzione della linea di Vallelunga, dell'Ing. Capo Direttore A. Billia. Palermo, 1882. Op. in 4º di pag. 52. Progetto di riforma del Rione di San Tommaso in Torino, con

via diagonale da Piazza Castello a Piazza Solferino. Relazione. Ing. Giuseppe Tonta. Torino, 1882. Op. in-8° di pag. 9. Alcuni cenni sul progetto di Ponte in ferro a travate retti-

hinee sul fiume Po, per Givogre Savino, Ingegnere addetto all'ufficio d'Arte della città di Torino. Op. in-1° di pagine 19, con 2 tavole. — Torino, 1882.

Programma della R. Scuola di Applicazione per gli Ingegneri annessa all'Università di Padova per l'anno scolastico 1881-82.
Op. in-8° di pag. 70. — Padova, 1882.