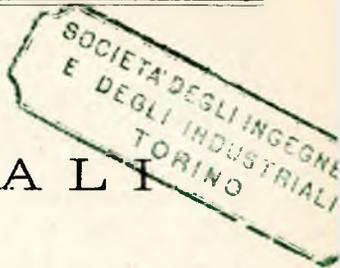


L'INGEGNERIA CIVILE

B

LE ARTI INDUSTRIALI

PERIODICO TECNICO MENSILE



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

DEL NUOVO ACQUEDOTTO DI NAPOLI

e propriamente

sulla più conveniente condotta forzata fra il colle Cannello
ed i serbatoi in città.

*Dissertazione esposta agli alunni del 3° corso (1882) della Scuola
per gl'Ingegneri di Napoli
dal Professore di Costruzioni idrauliche Ing. GAETANO BRUNO.*

Dell'acquedotto novello, ora in corso di costruzione, per menare in Napoli le acque sorgenti della valle di Serino, la parte che può dirsi di maggior rilievo, sia dal lato tecnico che economico, è senza dubbio quella dei sifoni di ghisa occorrenti fra la collina di Cannello e le alture che sovrastano la città; mediante i quali si traverserà l'ampia bassura di Acerra nella distesa di circa chilometri venti.

Lo studio seguito nella ricerca della miglior maniera per costituire tale condotta forma un quesito di non lieve interesse, in cui la scienza idraulica sussidia l'arte del costruire; epperò crediamo possa tornar gradito ed utile esporre quanto ci è occorso ragionare, per causa di proprio ufficio.

Ci sembra intanto opportuno premettere l'indicazione sommaria di tutta l'opera, e del pari un cenno fugace sulle acque che ora alimentano Napoli, e sugli studii che han poi menato alla tanto sospirata impresa che per tutto l'anno ottantaquattro dovrà essere compiuta.

I.

Cenno sulle acque di Napoli:

degli studii pel nuovo acquedotto, e sue doti principali.

§ 1. — La città di Napoli da molti e molti anni risentiva il bisogno di essere approvvigionata di buone acque potabili, giacchè scarsamente ne è alimentata, ed alcuni rioni ne mancano affatto: poche sono le sorgenti locali, e quelle fornite da acque latenti hanno in generale gusto salmastro: molti rioni, fra i più elevati, sono serviti da acque di pioggia raccolte in cisterne.

Le locali sorgenti, utilizzate da un ristretto gruppo di case nei quartieri bassi che limitano col mare, sono l'acqua Aquilea e quella di S. Pietro Martire, aventi la medesima origine a piè del ciglione che in direzione da Nord-Ovest ed Est divide i quartieri di media altura da quelli bassi della Napoli antica; ed in ultimo l'acqua del Leone sorgente a piè della collina di Posillipo.

La zona bassa della città, che si distende verso oriente, ed una parte della zona media, sono servite da un antichissimo acquedotto, che ritiensi anteriore alla fondazione di Roma, denominato la Bolla. Giunge in Napoli per la via di Poggioreale a Porta Capuana; dispensa le acque mediante conduttore di argilla in pressione a quasi tutte le Sezioni basse, cioè Mercato, Porto e Pendino; si dirama per via di cunicoli sotterranei in scarsa quantità nei quartieri mezzanamente alti, ed un'ultima e piccola quota giunge fino alla sezione S. Ferdinando.

Tali acque hanno buon sapore, sono limpide e fresche, ma molto incrostanti, e sono raccolte mediante fognatura sotterranea da uno strato arenoso acquifero esistente nella pianura fra Pomigliano d'Arco e Sant'Anastasia, che parte dalle unghie dei monti di Nola e di Palma e si distende verso occidente, cioè verso Napoli. Una parte delle stesse sorgenti concorre ad alimentare il fiumicello Sebeto. La

quantità che giunge in città, consumata per gli usi di vita, ha il volume di m. c. 10 a 15 mila in 24 ore, a seconda dello stato delle naturali scaturigini (1).

Le acque di Carmignano, derivate dal fiumicello Isclero nell'alta vallata di Airola, Montesarchio e Cervinara, giungono in Napoli per via di lunghissimo acquedotto, in parte scoperto, il quale percorre i territori di Sant'Agata dei Goti, di Valle e di Maddaloni, passando per quest'ultima città: poi svolgesi nella pianura di Acerra e Casalnuovo-Licignano, e si introduce in Napoli, per la via nuova del Campo, a Foria.

Queste acque alimentano parte della zona media di Napoli e di quella elevata, penetrando per via di profondi cunicoli cavati nel tufo, la cui rete è intricatissima, fino ai pozzi dei fabbricati. Furono condottate nel 1629 a cura del patrizio Cesare Carmignano e del matematico Ciminnelli, e sono tuttavia in maggior copia adibite nei molini che per gli usi della vita, cui ne sono destinati soli metri cubi 5000 circa. La città concorse prima alla spesa per una parte delle opere, e di poi acquistò da Carmignano ogni dritto sul canale e sui molini.

Nel 1770 il gruppo maggiore di quelle sorgenti di Airola fu destinato per l'acquedotto Carolino che alimenta Caserta e quelle delizie reali; ma il residuo ritorna al Carmignano di cui forma anzi il fattore meno variabile. Questa dote di acque è limpida, perchè raccolta direttamente dalle sorgenti, mentre quella propria del Carmignano è torbida perchè tolta dal fiumicello Isclero; e così vanno bruttate anche le altre, essendo loro comune l'alveo da presso Cannello fino in città.

Di talchè Napoli non ha che il volume di m. c. 20000 di acque condottate per gli usi della vita, ossia litri 40 a testa; mentre ogni città civilmente ordinata abbisogna di non meno di 150 litri per abitante, e vieppiù quelle meridionali. Fu perciò stimato e deliberato che Napoli dovesse dotarsi almeno di 100000 m. c. d'acqua al giorno.

§ 2. — Dove ricercare tanta copia di acque?

E occorso ricorrere ben lungi e superare grandi difficoltà tecniche ed amministrative; poichè nel proprio territorio, e specialmente nelle alture che formano l'anfiteatro di Napoli non vi hanno sorgenti nè copiose nè di alto livello.

La nostra città, colle sue colline, è isolata tutt'in giro da pianura con due opposti declivii: di cui quello dal lato orientale ha per asse di scolo il placido Sebeto, e dall'altro la campagna pende verso settentrione e verso occidente al colatore detto Regi Lagni, che mette foce in mare presso Patria.

Dal gruppo montuoso dell'Appennino, più prossimo a Napoli, che si estende fra i due Principati, si distacca verso occidente uno svariato ed alpestre contrafforte che forma il nodo di monte Terminio, abbraccia i monti di Avella ed il Taburno, ed estende le linee di displuvio delle sue diramazioni fino ai colli di Vitulano, ai monti Tifata di Caserta, al monte Cannello in direzione di Napoli ed a quelli di Nola, Palma, Sarno, prolungandosi fino alla punta della Campanella.

Dà quindi origine a svariati bacini idrografici, fra i quali i più importanti sono: quello del Calore col Sebeto, del Volturno con l'Isclero, del Clanio, o Regi Lagni, e del Sarno.

Le acque più prossime ed abbondanti sarebbero state quelle di Sarno, ma di basso livello e già adibite a molti

(1) CANGIANO, *Sulle acque pubbliche della città di Napoli*, 1859.

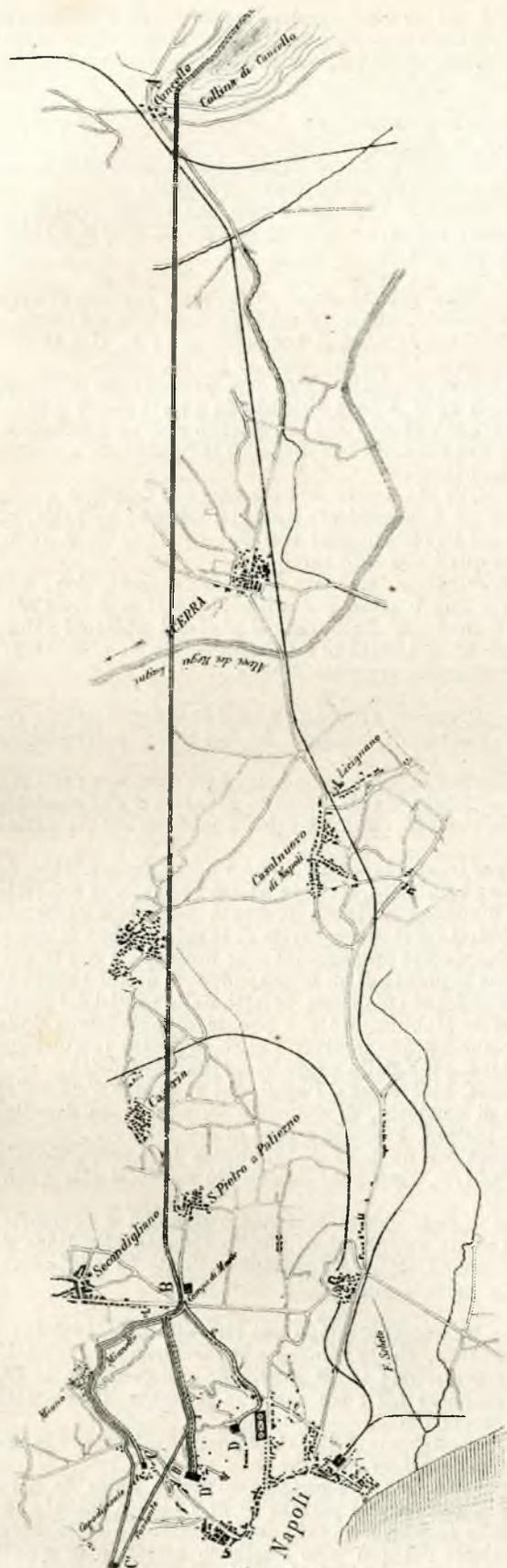


Fig. 28.

L'ingegnere Abate con maggior lena propose nel 1861 il ripristinamento del Claudio, sussidiato da un sifone di ghisa; ne studiò posteriormente un pregevole progetto (1)

(1) *Studio sull'acquedotto Claudio, e progetto relativo* — per FELICE ABATE, 1864.

e pubblicò in seguito molteplici scritti ed offerte in appoggio di quello.

Negli anni 1866-67, la città fece studiare altri progetti sempre intenti a condurre nel miglior modo le sorgenti della valle di Serino: e sono degni di ricordo quelli che portano il nome del generale Cesare Firrao, e della Commissione composta dei chiarissimi ingegneri Riegler, Padula, Maiuri (1).

Da questa Commissione fu eseguita la misurazione delle sorgenti da distrarre, che sono formate da tre gruppi denominati Acquaro, Pelosi, Urciuoli. Nel marzo detto anno misuravano cumulativamente metri cubi 246000; nelle massime siccità furono stimate per m. c. 110000; nei periodi di massima abbondanza per m. c. 300000.

Contemporaneamente o di poi, gl'ingegneri Laurenzano, Petit, Verneau e Mendia, pubblicarono altri progetti e tracciati per la miglior soluzione del problema, fra i quali sono meritevoli di maggior riguardo gl'importanti studi comparativi topografici e tecnici dell'ingegnere cav. Verneau, ed il dottissimo progetto ed esame critico del comm. prof. Mendia (2).

Tutti questi studi contribuirono ad illuminare l'Amministrazione municipale, che al 1872 bandì un programma di concorso per effettuare la sospirata impresa.

Di là ebbe origine la concessione accordata ai signori Mamby e Roberti; poi divenuta della Banca di Londra *The General Credit*, da cui deriva la presente Compagnia *The Naples Water-Works Company Limited*, che sta eseguendo l'acquedotto e che ne farà l'esercizio.

§ 4. — Regolano questa concessione il contratto del 3 aprile 1878 e la convenzione susseguente del 31 ottobre 1882.

Il volume che dev'essere derivato dalle sorgenti, è di metri cubi 170000 per 24 ore, di cui 100000 debbono essere condotte in città, fino a maggior bisogno.

L'acquedotto sarà costruito, dalle sorgenti fino a Cancellate per la sopradetta capacità totale di m. c. 170000; ed i sifoni da Cancellate fino alle alture della città avranno invece la portata per soli m. c. 100000, da versarsi in grandi serbatoi, dai quali partirà la rete di distribuzione.

Il progetto che si esegue risulta da studi particolareggiati fatti prima per iniziativa privata da ingegneri nostri, poi presentati dalla *General Credit* a firma dell'eminente ingegnere inglese signor Bateman, e di poi ristudiato e modificato dalla Compagnia costituitasi, esaminato dagli ingegneri municipali Ispettori dell'opera, e definitivamente approvato dall'Amministrazione. I lavori sono appaltati alla notissima *Società Veneta per pubbliche costruzioni*.

La quota sul mare dalla quale parte l'acquedotto è di m. 321, raccogliendo quivi tutte le sorgenti suddette: scende costantemente al 0,50 per mille seguendo la valle del Sabato nei territori di Atripalda, Prata ed Altavilla Irpina: ove quella volge a Nord se ne allontana, per ripiegare verso Ovest passando sotto l'altura di Altavilla, traversando alcune vallette e la sella più bassa della catena subappenninica di Avella, denominata Ciardelli: indi ripiegando alquanto verso Sud percorre il tenimento di Pannarano e S. Martino, e seguendo l'unghia dei monti che sovrastano a Cervinara, Paolise ed altri comuni sbucca a poca profondità la sella di valle Caudina; e finalmente, appoggiandosi alla falda occidentale dei colli di Arienzo, giunge alla estrema punta del contrafforte di Cancellate alla quota di m. 245.

In tale tragitto, lungo m. 60000 in cifra rotonda, sono contenuti due salti, quattro importanti ponti-canali, ed altri minori, misuranti la lunghezza di m. 2600 circa, due fasci di sifoni di ferro lunghi insieme m. 1200, e parecchi trafori che ammontano a m. 13500 circa.

La luce assegnata all'acquedotto di muratura è di m. 1,60 in larghezza e m. 2 in altezza, raccordate da archi circolari; ed è atta a convogliare m. c. 2 di acqua al minuto secondo.

(1) *Acque potabili della città di Napoli*. Relazione FIRRAO al Consiglio Comunale — 1867. Relazione terza della Commissione Riegler — 1867.

(2) LAURENZANO. *Progetto per fornire Napoli di nuove acque*, 1867. — VERNEAU, *Studio generale sulla condotta delle acque di Serino*, 1868. — MENDIA, *Progetto di una condotta d'acqua potabile dalla valle del Sabato a Napoli* — 1868.

Dal monte Cancellò per Napoli, per causa della bassura interposta che scende fino a m. 23 sul mare, con rapida discesa da Cancellò ai Regi Lagni e con dolcissima ascesa verso Capodichino, le acque debbono, come si è detto, essere condotte mediante tubi di ghisa formanti sifoni rovesci, e scaricanti negli appositi serbatoi. La direzione di quelli è rettilinea, da Nord a Sud-Ovest fino all'alto piano di Capodichino, e misura m. 18282 di lunghezza.

I serbatoi, a mente del contratto primitivo dovevano essere tre, collocati alle quote di m. 180—90—45 sul mare, e contenere il primo 20000, il secondo ed il terzo 40000 m. c. di acqua, ossia la somma di 100000 metri cubi.

Il progetto Bateman costituiva due condotte tubolari, l'una semplice pel serbatoio di media altimetria, ed una composta, cioè diramata a due braccia, per gli altri due serbatoi.

Ma ora è definitivamente stabilito che il fascio dei sifoni sarà composto da tre condotte semplici parallele: l'una del diametro di 700 $\frac{m}{m}$ pel serbatoio alto, ove il pelo di acqua avrà la quota di 183; e le altre due, ciascuna del diametro di 800 $\frac{m}{m}$ animanti un serbatoio doppio, in sostituzione dei due inferiori sopra indicati, ove il pelo d'acqua avrà la quota di m. 92,50.

Sebbene l'altimetria alla quale giunge l'acquedotto su Cancellò sia di m. 245, pure i detti sifoni partiranno rispettivamente dalle quote 210 e 135. Col progetto Bateman le due condotte sarebbero partite all'altitudine di m. 237.

Le ragioni della modificazione adottata risulteranno dall'esame che esporremo in appresso.

Le annesse planimetrie indicano la traccia dell'acquedotto fino a Cancellò; e la posizione dei serbatoi con le condotte forzate che li alimentano.

Dai suddetti serbatoi si partirà la distribuzione cittadina che avrà per ora non meno di 100 chilometri di sviluppo.

L'opera tutta importerà la spesa di circa 30 milioni di lire, stabilita a cottimo; sul quale la città di Napoli ha garantito il sei per cento netto, deduzione fatta dei beneficii, vendendosi l'acqua al prezzo di centesimi 25 al m. c. per ogni 24 ore. Superata la garanzia i beneficii netti saranno divisi fra il Municipio e la Società.

II.

Dei sifoni fra Cancellò e le alture di Napoli.

§ 1. — Fissati come innanzi i determinanti delle condizioni cui la condotta tubolare di ghisa da Cancellò a Napoli soddisfar deve, in correlazione della topografia del suolo, fermiamoci a discorrere della miglior maniera colla quale convenisse comporre siffatta rilevante parte dell'opera.

Sul monte Cancellò indichiamo con A il punto d'arrivo della condotta di muratura (veggasi la figura schematica), ove principia la condotta di ghisa: e indichiamo con B, C, D i tre punti di arrivo ai prestabiliti tre serbatoi, di cui il più alto in C, sarà distinto col n° 1; quello in B, alla quota media, col n° 2, e quello in D, alla quota più bassa col n° 3; ciascuno della capacità corrispondente alla dote loro di 24 ore, cioè di m. c. 20000, 40000, 40000; ossia a minuto secondo litri 231 pel 1°, e litri 463 per ciascuno degli altri due.

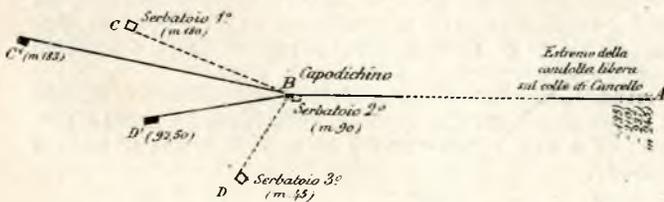


Fig. 29.

In quanto all'andamento planimetrico quello prescelto è il più diretto, giungendo in B, prossimamente a tutti tre i serbatoi ed all'altitudine media, fra la parte più alta e collinosa della città e la parte discendente verso mare. Per ciò che riflette la condotta, se dovesse convenire un solo

tubo o più, ed in qual maniera aggrupparli o diramarli, le considerazioni che per siffatto quesito dovevano informare la scelta della miglior soluzione, sono certamente le seguenti:

a) Limitare la spesa alla minore possibile, compatibilmente con le altre condizioni:

b) Assicurare le buone funzioni della condotta, facendola soggiacere alle meno gravi pressioni:

c) Provvedere al tempo stesso che l'alimentazione ai serbatoi non cessasse del tutto, in caso di avarie od accidentalità parziali.

§ 2. — Ciò premesso esaminiamo, sotto il punto di vista teorico e pratico, quale sarebbe la maniera più conveniente di alimentare da A tre serbatoi in B, C e D.

Le disposizioni possibili sono le tre seguenti:

1° — Una condotta unica che percorrendo la lunga tratta da A in B, a poca distanza da questo punto si diramasse in tre per alimentare con ciascun ramo un serbatoio:

2° — Tre condotte semplici, cioè indipendenti, ciascuna per un serbatoio:

3° — Che sta fra le due estreme ora fissate, è quella di affidare ad una condotta il servizio di due serbatoi, ed un'altra pel terzo, avendosi così due condotte da A in B, una delle quali con due rami.

Questa soluzione presenta tre combinazioni, cioè, una condotta a due braccia per alimentare il serbatoio alto n° 1 ed il medio n° 2; ovvero il n° 2 col n° 3; ed infine il n° 1 col n° 3; lasciando l'altro serbatoio da alimentarsi con una condotta semplice diretta.

§ 3. — Prima di procedere a qualsiasi discettazione ricordiamo i seguenti principii fondamentali teoricamente dimostrati.

« Che porta vantaggio economico dare diametro costante, anziché variabile, da un estremo all'altro d'una condotta che abbia portata costante sotto una determinata carica totale.

« Che per trasportare un volume d'acqua determinato, da un bacino ad un altro, sotto la stessa carica, una condotta unica a diametro costante presenta maggiore economia di più condotte distinte, a parità di lunghezze ben inteso ».

Ambedue queste proposizioni sono dimostrate con la premessa, che il prezzo di un metro corrente di tubo varia in proporzione del suo diametro. Infatti, dalle analisi dei prezzi tanto per lo stabilimento che per la manutenzione della distribuzione d'acque in diverse città, il prezzo in questione si allontana poco dalle proporzionalità sopradette.

Si ritiene, cioè come a Parigi, che il prezzo d'un metro corrente di condotto, di diametro D, ogni spesa di collocamento inclusa, è presso a poco di 100 D.

E la spesa per un tubo di lunghezza L è proporzionale al prodotto LD, e per l'insieme di più condotti alla quantità ΣLD .

Risulta anche, che le condotte o semplici o composte, non ostante le variazioni di livello rispetto alla linea di carica, debbano essere a diametro costante in ogni ramo, quando la portata sia tale (1).

§ 4. — Da questi principii può immediatamente dedursi la conseguenza, che la soluzione 1° sarebbe quella teoricamente da preferirsi; la 2° quella da rigettarsi; e la 3°, salvo a scegliere fra i tre casi che presenta, da ammettersi in seconda linea.

Ma all'accettazione della 1° maniera contrastano le seguenti considerazioni pratiche.

Che il tratto comune, ossia la condotta unica da A in B, per la considerevole portata di litri 1157 a minuto secondo, nella imponente lunghezza di oltre 18 chilometri, tenuto calcolo del più alto livello di carica, e di quelli d'obbligo ai tre scarichi, risulterebbe di diametro superiore ad 1^m, quindi di non facile fusione; maggiormente poi a causa del molto spessore occorrente alla sua resistenza, in specie nella parte bassa della vallata. Quivi infatti per

(1) Non essendo il caso di svolgere qui dimostrazioni, rimandiamo i lettori che desiderassero maggiori schiarimenti ai trattati del Dupuit, del Bresse e del Nazzari.

circa 10 chilometri di lunghezza la quota sul mare, variando fra 23 e 30 metri, darebbe luogo a pressioni effettive non inferiori alle 16 atmosfere, e quindi occorrerebbe per le pareti lo spessore di millimetri 50 almeno.

D'altra parte la condotta, mentre deve soggiacere a grande carica, per causa della partizione in tre rami conducenti a livelli assai diversi fra loro, potrebbe essere soggetta nell'esercizio a disquilibri notevoli di pressioni.

Infine l'alimentazione ai tre serbatoi non sarebbe così sussidiata in alcuna guisa.

Adunque la prima soluzione, sebbene teoricamente la più economica, è da rigettarsi per le difficoltà di fattura, che darebbero incertezza di buona riuscita; per le condizioni d'esercizio assai rischiose, e perchè senza verun sussidio riguardante l'alimentazione della città.

La seconda soluzione presenta per l'opposto teoricamente condizioni meno vantaggiose e sembra la meno economica, ma praticamente offre le migliori garanzie; imperocchè una sola delle condotte semplici, quella pel serbatoio alto, sarebbe soggetta alla pressione massima di 17 atmosfere, e le altre a pressioni molto inferiori, con diametri discreti, e quindi spessori minimi: di più assicurerebbe, fino ad un certo limite, una promiscuità di ufficio fra le condotte da un serbatoio all'altro. Cosicché dal lato pratico era da presceglersi, come si è fatto, sebbene più costosa; e vedremo in seguito con quali modificazioni recanti maggiori vantaggi a riguardo delle fusioni, della sicurezza nell'esercizio e della manutenzione, essa sia stata preferita dopo maturo esame ad ogni altro progetto.

§ 5. — Sulla terza soluzione, che, come si è detto, ammette tre casi, procediamo per eliminazione.

Certamente il modo meno adatto sarebbe quello di accoppiare con una condotta complessa la fornitura al serbatoio più elevato, che è il n° 1, con quella al serbatoio medio, cioè il n° 2: infatti la diramazione pel n° 1 aggraverebbe le funzioni del ramo comune, il quale è obbligato a fornire una quantità tripla di acqua rispetto alla diramazione pel n° 1; quindi la carica disponibile sarebbe la minima dei tre casi, e la portata intanto sarebbe tripla della minima. Dippiù la condotta sarebbe soggetta nella parte più bassa del suo cammino alle massime pressioni, perchè la linea di carica sarebbe la più prossima alla orizzontale che passa pel punto A. Quindi occorrerebbe una condotta di grande diametro, e siccome lo spessore cresce in ragion diretta del diametro e della carica, così acquisterebbe un rilevante valore.

Al tempo stesso la condotta semplice per menare al serbatoio basso avrebbe in vero molta carica disponibile, ma per una portata 2/5 del totale volume da fornire ai tre serbatoi; sicchè anche le occorrerebbe un grande diametro.

Esaminiamo la seconda combinazione: il ramo al più alto serbatoio (n° 1) con quello al più basso (n° 3). Allora la portata integrale della condotta è identica al caso precedente, cioè tripla della minima, ma col grande vantaggio di compensare la molta elevazione del serbatoio n° 1 con la poca altimetria del n° 3, il quale sgraverebbe per dir così la condotta di una parte della perdita di carica occorrente al n° 1; tanto più che richiamerebbe a sé 2/3 della portata totale: epperò la perdita di carica fino al punto B, cioè al punto della biforcazione, si riduce di molto rispetto al 1° caso di sopra eliminato.

La condotta semplice intanto dovrebbe alimentare il serbatoio mediano, cioè il n° 2 con portata 2/5 della totale; sicchè sarebbe in meno buone condizioni di quella del caso seguente, perchè ne avrebbe pari la portata e metà circa la carica disponibile.

Questa soluzione del 2° caso, come si è detto innanzi, fu quella presentata sinteticamente e senza dimostrazioni dall'illmo ingegnere sig. Bateman per la Società concessionaria *The General Credit*.

Il terzo caso sembra da preferirsi sotto ogni punto di vista: combinare cioè i serbatoi 2° e 3°, pei quali si ha una carica disponibile più grande che in ambedue i casi precedenti, a vantaggio quindi della diminuzione di diametro, non ostante che la portata rappresenti i 4/5 del totale; e se anche il diametro restasse superiore ad un certo limite, è certo però che lo spessore delle pareti diminuisce, rispetto ad ambedue le ipotesi precedenti, perchè di molto

ridotte le pressioni. D'altra parte, la condotta che resterebbe soggetta alle maggiori pressioni, sarebbe quella pel più elevato serbatoio, con la portata minima, cioè 1/5 della totale; sicchè pur dovendo giungere l'acqua a più elevato livello, tenuto conto della sua discreta copia il diametro del tubo sarebbe inferiore ad ogni altro possibile.

§ 6. — Dimostriamo cotali riflessioni con l'esame delle influenze che i valori di ciascun elemento adducono nelle relazioni algebriche.

Richiamiamo le note relazioni fra il diametro costante D ; la perdita di carica $\frac{Y}{L}$ a m° corrente di condotta, (in cui Y è la perdita di carica totale, ed L la lunghezza corrispondente), la velocità media u dell'acqua nella sezione piena dei tubi, e la portata Q a minuto secondo; esse sono:

$$\begin{aligned} 1/4 \pi D^2 u &= Q \\ 1/4D \frac{Y}{L} &= \frac{1}{\pi} f(u) = b_1 u^2 \end{aligned}$$

in cui $b_1 = x + \frac{\beta}{D}$ (seguendo le esperienze Darcy).

Le due prime danno

$$D^5 = \frac{64b_1 Q^2}{\pi^2} \times \frac{L}{Y}$$

ovvero con forma più semplice

$$(1) \quad D^5 = \gamma \frac{Q^2 L}{Y} \quad \text{ossia} \quad Y = \gamma \frac{Q^2 L}{D^5}$$

Dalle formole (1) scorgesi che ritenendo γ costante, decresce il D al crescere di Y , ed al decrescere di Q ; sicchè mentre in generale può convenire di accettare il caso del Q minimo, che entrando a quadrato nel numeratore farebbe ottenere il minimo D , questo dipende non pertanto dalla proporzione fra Q ed Y ; per cui, ad ottenersi il maggiore vantaggio è mestieri introdurre nelle formole il minimo Q col massimo Y .

Ora nelle ipotesi reali, di cui ci occupiamo, variano i valori di Y da un caso all'altro, ma non sempre il Q , ovvero non si ritrovano nella medesima ragione.

Infatti, tenendo conto delle quarte altimetriche che supponiamo essere in A 237 metri (veggasi la figura schematica), in B 90 m., in C 185 m., in D 45 m.: chiamando con Y il dislivello massimo, e con Y^I , Y^{II} , Y^{III} le rispettive cariche disponibili da A ai tre serbatoi, secondo le tre combinazioni suindicate; e indicando per Q la portata integrale della condotta, si hanno le proporzioni così accoppiate:

1° caso (Serbatoio 1° col 2°)

$$Y^I = \frac{4}{8} Y, \quad Q^I = 3/5 Q, \quad \text{e} \quad Q^{I^2} = \frac{9}{25} Q^2$$

2° caso (Serbatoio 1° col 3°)

$$Y^{II} = \frac{5}{8} Y, \quad \text{e} \quad Q^{II} = 3/5 Q, \quad \text{e} \quad Q^{II^2} = \frac{9}{25} Q^2$$

3° caso (Serbatoio 2° col 3°)

$$Y^{III} = \frac{7}{8} Y, \quad \text{e} \quad Q^{III} = 4/5 Q, \quad \text{e} \quad Q^{III^2} = \frac{16}{25} Q^2$$

Per cui, tenendo sempre le formole (1), conseguono pel ramo principale della condotta complessa, nel 1° caso, le condizioni meno favorevoli perchè Y^I è il minimo, ed il Q^I ha lo stesso valore del 2° caso, essendo anche di poco inferiore che nel 3° caso; quindi D risulta il massimo relativo.

Nel 2° caso, cresce di poco Y^{II} e resta lo stesso il Q^{II} , quindi è minore il D ; ma non il minimo possibile.

Nel 3° caso essendo Y^{III} il massimo, cioè quasi eguale ad Y , mentre che il quadrato di Q^{III} è di molto inferiore al massimo valore di Q^2 , ed osservando ancora che i valori di Q sono frazioni vere e quelli di Y sono numeri

elevati, ne risulta che il D in questo caso è il minimo possibile. D'altra parte, per lo stesso 3° caso si ha, che la condotta semplice deve condurre 1/5 di Q al serbatoio n. 1 e quindi il diametro è minore di quello delle condotte semplici nelle due altre combinazioni, per le quali le portate sono 2/5 di Q; però la differenza in meno è discreta a causa della Y disponibile che è minore ed entra nella formola a prima potenza; ed anche perchè, rappresentando una cifra grande rispetto a quella della portata, influisce sensibilmente a bilanciare le diminuzioni di diametro derivanti dalla sola portata.

Sono dunque le due ultime combinazioni da preferirsi, e fra queste la seconda sembra anche più conveniente.

Parandoci assai importante il paragone fra le medesime soluzioni, e volendo fermarci sulla maniera più acconcia di determinare gli elementi tutti della condotta composta, ossia quella con biforcazione, procediamo all'effettiva loro calcolo.

III.

Esame analitico ed altre note sui sifoni.

§ 1. — Nel calcolo d'una condotta composta di più ramificazioni che partono da un medesimo punto, e sono alimentate da una o più braccia, di cui sieno conosciute le portate, le perdite di carica totali, e le lunghezze rispettive, trattasi di determinare i diametri che possono assicurare la portata prestabilita a ciascun ramo, e quindi gli efflussi ai loro estremi; ma in tali circostanze il problema è indeterminato.

Infatti, se sono n i rami della condotta complessa, compresi quelli alimentanti e quelli alimentati, si avranno fra gli elementi tutti, cioè:

Q_1	Q_2	Q_n (portate)
L_1	L_2	L_n (lunghezze)
D_1	D_2	D_n (diametri)
Y_1	Y_2	Y_n (perdite di carica)

n equazioni della forma:

$$D^5 = \gamma \frac{Q^2 L}{Y} \quad \text{ovvero} \quad Y = \gamma \frac{Q^2 L}{D^5}$$

tra $n+1$ incognite, poichè oltre agli n diametri resta ignota una delle Y; cioè la perdita di carica fra il punto di unione, ed uno dei livelli di carica o di efflusso, ossia la differenza di livello di uno di questi estremi con la colonna piezometrica al punto di riunione. La Y può avere un valore discreto, ma non mai divenir zero, perchè il livello della colonna piezometrica deve star sempre al disotto del più alto livello di carica; ed il valore massimo cui può giungere, mentre sarà quello che faciliterà di più l'affluenza nel punto di riunione, pur tuttavia non deve impedire l'immissione dell'acqua in tutte le ramificazioni: tale massimo ha per limite il dislivello sulla quota dell'efflusso più elevato.

Se Y si prendesse troppo prossima al zero, i diametri dei rami affluenti sarebbero i più grandi, e quelli dei rami effluenti risulterebbero piccoli; e l'inverso si verificerebbe qualora la Y si tenesse prossima al suo massimo valore possibile.

Una condizione generale dunque è quella che potrà far determinare il più conveniente valore di Y, condizione che evidentemente deve riguardare i diametri, tenendo pur conto delle lunghezze di ciascun ramo.

Ora, avendo presente il fatto ammesso e ricordato innanzi, che cioè il costo dell'unità di lunghezza di una condotta varia in funzione del diametro, la condizione della minima spesa è quella che può fornire la più opportuna equazione e render determinato il problema che abbiamo preso ad esaminare. Val quanto dire, che il costo della somma di tutti i rami della condotta sia un minimo; oppure il valore espresso da ΣLD , ossia

$$L_1 D_1 + L_2 D_2 + \dots + L_n D_n .$$

Questo può rendersi minimo ricercando il più conveniente valore di Y, poichè i valori di $D_1 \dots D_n$ sono tutti espressi

in funzioni di $Y_1 \dots Y_n$, perdite di carica, delle quali nota una sola, risultano determinate tutte le altre, perchè sono conosciuti tutti i livelli di carica e quelli di efflusso.

§ 2. — Senza dilungarci nel porre la condizione generale del minimo di ΣLD , applichiamo la cennata risoluzione al caso speciale che ci occupa; cioè dell'alimentazione ai serbatoi 1° e 3° con una condotta da A in B, e due braccia da B in C e D.

Chiamiamo con Y la perdita di carica dal punto di partenza in A al punto di biforcazione in B, e con H_1 e H_3 le differenze di livello note da A al serbatoio n. 1 in C, ed al serbatoio n. 3 in D; ed indicando con $L Q D$; $L_1 Q_1 D_1$; $L_3 Q_3 D_3$ le rispettive lunghezze, portate e diametri dei tre rami, si hanno le tre equazioni:

$$(1) \quad Y = \gamma \frac{LQ^2}{D^5}, \quad H_1 - Y = \gamma \frac{L_1 Q_1^2}{D_1^5}, \quad H_3 - Y = \gamma \frac{L_3 Q_3^2}{D_3^5}$$

ovvero:

$$(2) \quad D = \sqrt[5]{\gamma \frac{LQ^2}{Y}}, \quad D_1 = \sqrt[5]{\gamma \frac{L_1 Q_1^2}{H_1 - Y}}, \\ D_3 = \sqrt[5]{\gamma \frac{L_3 Q_3^2}{H_3 - Y}}$$

e l'equazione generale di condizione della minima spesa:

$$(3) \quad \Sigma = LD + L_1 D_1 + L_3 D_3$$

diventa

$$(4) \quad \Sigma = L \sqrt[5]{\frac{LQ^2}{Y}} + L_1 \sqrt[5]{\frac{L_1 Q_1^2}{H_1 - Y}} + L_3 \sqrt[5]{\frac{L_3 Q_3^2}{H_3 - Y}}$$

avendo trascurato $\sqrt[5]{\gamma}$ il quale può ritenersi costante.

Ora, poichè deve rendersi minima l'espressione (4) col determinare il più conveniente valore della variabile Y, eguagliamo a zero la derivata, e si ha:

$$(5) \quad \frac{L^{\frac{6}{5}} Q^{\frac{2}{5}}}{Y^{\frac{6}{5}}} - \frac{L_1^{\frac{6}{5}} Q_1^{\frac{2}{5}}}{(H_1 - Y)^{\frac{6}{5}}} - \frac{L_3^{\frac{6}{5}} Q_3^{\frac{2}{5}}}{(H_3 - Y)^{\frac{6}{5}}} = 0$$

ovvero:

$$(6) \quad L^{\frac{6}{5}} Q^{\frac{2}{5}} Y^{-\frac{6}{5}} - L_1^{\frac{6}{5}} Q_1^{\frac{2}{5}} (H_1 - Y)^{-\frac{6}{5}} - L_3^{\frac{6}{5}} Q_3^{\frac{2}{5}} (H_3 - Y)^{-\frac{6}{5}} = 0$$

Di questa equazione sono noti:

$$L = \text{m. } 18282 \quad Q = 0, \text{ m. c. } 694 \\ L_1 = \text{m. } 4253 \quad Q_1 = 0, \text{ m. c. } 231 \quad H_1 = \text{m. } 52 \\ L_3 = \text{m. } 2242 \quad Q_3 = 0, \text{ m. c. } 463 \quad H_3 = \text{m. } 192$$

Sicchè con l'aiuto dei logaritmi e per tentativi si può dedurre il valore di Y che soddisfi la equazione (6), avvertendo che Y dev'essere minore di H_1 , perchè l'acqua possa scaricarsi nel serbatoio 1; cioè che la colonna piezometrica in B deve elevarsi al disopra del livello del serbatoio 1; e si noti pure che il ramo A B è il più lungo e deve avere la maggior portata, quindi il maggior diametro; sicchè a soddisfare la condizione generale (3) la Y dev'essere prossima al suo massimo valore possibile, per cui non dovrà differire di molto dal valore di H_1 .

Ogni verifica eseguita, risulta il valore di Y compreso fra 43 e 45, prossimamente m. 44.

Ottenuta così la Y, ritornando alle equazioni (2) e conoscendosi che $Q = Q_1 + Q_3$ e che $\gamma = 0,0025$ pel valor medio di $b_1 = 0,0004$, si otterranno i tre valori

$$D = 0,96, \quad D_1 = 0,65, \quad D_3 = 0,42.$$

Noti questi valori si potrebbero ricalcolare con maggiore approssimazione, ritornando per ciascuno all'espressione

$$\text{generale } D^5 = \frac{64 b_1 Q^2}{\pi^2} \times \frac{L}{Y} \text{ in cui a } b_1, \text{ si darebbero i va-}$$

lori corrispondenti ai diametri già ottenuti; ma pel paragone in esame non monta raggiungere maggiore esattezza.

Qualunque altro valore si desse ad Y fra i suoi limiti estremi, ovvero anche fra 0, e 44, pure darebbe alla condotta il suo ufficio, cioè anche assicurerebbe l'efflusso dell'acqua da B verso i serbatoi in C e D; ma ne risulterebbero per D, D₁ e D₂ valori diversi; e quello di D sarebbe certamente maggiore se ad Y si desse un valore minore di 44. Pertanto una soluzione diretta, senza la condizione della minima spesa, non avrebbe mai menato alla più conveniente se non in seguito a replicati tentativi: a meno che non fosse data altra condizione, come quella d'un diametro stabilito a priori per speciale necessità.

Per completare l'alimentazione nella maniera proposta, occorre calcolare la condotta semplice diretta al serbatoio n° 2 in B, la quale avrebbe

$$\begin{aligned} \text{la medesima lunghezza} & L = L_2 = 18282 \\ \text{la portata} & Q = Q_2 = 0,694 \\ \text{la perdita di carica} & H_1 = 147; \end{aligned}$$

ed impiegando la formola generale si ottiene il valore $D_2 = 0^m,62$.

§ 3. — Il terzo caso della 3^a soluzione innanzi ammessa come conveniente, è di più facile calcolo: si rifletta infatti, che il ramo principale della condotta da A in B, poichè giunge al punto ove scaricar deve una parte delle acque nel serbatoio 2°, e che dal punto stesso partir deve la diramazione al serbatoio 3°, la perdita di carica da A in B, ossia la Y al punto di biforcazione, risulterà sensibilmente eguale ad H₂, cioè al dislivello fra il pelo di acqua di carica e quello nel serbatoio 2°, rappresentando tutta la perdita di carica fino a tal punto. Vale lo stesso quindi che stabilire una condotta semplice da A in B, per alimentare il serbatoio 2° del volume proprio e di quello pel 3° serbatoio, ed alimentar questo in C mediante una condotta partente dal serbatoio 2°.

Ciò dimostra la inutilità di una condotta composta, per tutta l'integrale portata o per una parte, potendo invece alimentare con due condotte semplici direttamente il serbatoio n° 1 ed il n° 2; e con questo sussidiare il n° 3.

Intanto, passando al calcolo, e noti tutti i valori seguenti:

$$\begin{aligned} \text{le lunghezze da} & \left\{ \begin{array}{l} \text{A in B.} \quad L = 18282 \\ \text{A in C.} \quad L + L_1 = 22335 \\ \text{B in D.} \quad L_2 = 2282 \end{array} \right. \\ \text{le portate} & \quad Q = Q_2 + Q_3 = 0,926 \\ & \quad Q_1 = 0,231 \end{aligned}$$

le cariche H₁ e H₂ come sopra; e la differenza di livello fra il serbatoio 2° ed il 3° che chiamiamo $h = H_2 - H_1 = 45$: risulta ogni calcolo eseguito, che i valori dei tre diametri sarebbero

$$D = D_2 = 0,84, \quad D_1 = 0,60, \quad D_3 = 0,53.$$

Cioè, rispetto al caso precedente, un valore di D minore per la condotta più lunga da A in B, minore anche quello per alimentare il serbatoio 1° che è più lontano da B, e solo alquanto maggiore quello per alimentare il serbatoio 3° che è il più vicino al punto B.

Adunque questa soluzione è più vantaggiosa delle altre esaminate innanzi: per cui era da preferirsi l'alimentazione diretta a ciascuno dei serbatoi 1° e 2°, e l'alimentazione del 3° dal 2°.

E non era pertanto la soluzione presentata dal Bateman la più conveniente, sia teoricamente che praticamente, val quanto dire, nè sotto il punto di vista costruttivo ed economico, nè in rapporto all'esercizio.

§ 4. — In sostanza può dirsi, che la soluzione migliore è quella che sarà messa in atto, sebbene sia stata alquanto modificata rispetto alle cariche nella sua applicazione, al fine di raggiungere sempre migliore e più sicuro ufficio come si è detto nel capitolo I.

Le modificazioni hanno importato l'abbassamento di carica dei sifoni, quindi l'ingrandimento dei loro diametri, e contemporaneamente, per l'unione in un solo dei serbatoi 2° e 3°, la duplice alimentazione dello stesso con due condotte.

Invero, si sarebbe raggiunta una relativa economia senza ribassare i livelli di carica: infatti, partendo dalla quota di m. 237, con diametri di circa 0^m, 60, si avrebbe potuto fornire la dote voluta al serbatoio n° 1 con una condotta semplice, ed al n° 2 raddoppiato con due condotte pur dirette: ovvero anche rispettivamente, con diametri di 0,70 e 0,65, partendo dalla quota di m. 210.

Ma la Società ha preferito ribassare le cariche, sebbene con maggior spesa, per le ragioni pratiche innanzi sviluppate: cioè sicurezza di costruzione e di esercizio, e possibilità di manutenzione allo stato di tubi nuovi della interna superficie loro, assicurando così alla condotta portata maggiore di quella calcolata, perchè nelle formole sonosi sempre introdotti i coefficienti di attrito come per tubi usati, ossia soggetti ad incrostazioni.

Nell'esame delle indicate modificazioni, l'Amministrazione ha richiesto il rialzamento del pelo d'acqua di uno dei serbatoi; ha fissato cioè, il n° 1 alla quota di m. 183, ed il n° 2 alla quota di m. 92,50, vantaggiando così la distribuzione ad alcune zone elevate della città e dei suoi villaggi.

Altre modificazioni sono state anche adottate nell'andamento della condotta dal punto B ai due serbatoi per abbreviarne la lunghezza.

Sarebbe ora superfluo sviluppare le calcolazioni relative al progetto definitivo: ne riassumiamo però solo gli elementi principali, che sono:

Livello di carica in A pel serbatoio alto metri 210	
pel serbatoio inferiore	id. 135
livello di arrivo in C'	id. 183
Id. id. D'	id. 92,50

da cui risultano:

Diametro della condotta per C'	metri 0,700
Id. delle due condotte per D'	id. 0,800.
Lunghezze	

 da A in C' metri 22720
 da A in D' id. 20727 di cui un tratto di condotta libera di m. 2000 circa da B in D'.

§ 5. — In quanto alle grossezze della parete dei tubi, essendo i loro diametri ben grandi e soggetti a pressioni non comuni, si è stimato adottare la formola generale (1)

$$e = \frac{D H}{2 K}$$

in cui e è lo spessore richiesto, D il diametro, H la carica statica espressa in atmosfere, e K il coefficiente di resistenza della ghisa.

Le note formole

$$\begin{aligned} (2) \quad e &= 0,00016 D H + 0,008 \\ (3) \quad e &= 0,00015 D H + 0,01 \\ (4) \quad e &= 0,00016 D H + 0,008 + 0,0128 D \end{aligned}$$

usate in generale per le pressioni ordinarie non erano adattabili al caso: infatti, mentre contengono dei valori costanti di sicurezza, relativi alla fusione della ghisa, per i casi in cui gli spessori risultassero al disotto di un limite che in pratica non devesi ammettere, d'altra parte vi è troppo elevato il coefficiente di resistenza della ghisa, che corrisponde a chg. 3 per millimetro quadrato; e nella formola (4) consigliata dal Dupuit il terzo termine, che è di sicurezza contro i colpi d'ariete, nel caso nostro va omissa, perchè trattasi di grandi tubi di alimentazione e non di distribuzione, per cui sono esenti dai colpi d'ariete; come insegna lo stesso Dupuit.

Nella suddetta formola (1) il coefficiente di lavoro adottato è quello della ghisa di 2^a fusione colata verticalmente, che seguendo la esperienza e i dettami della pratica, col parere dei più accreditati autori inglesi, al fine di raggiungere un sufficiente grado di sicurezza è stato ritenuto di chilogrammi 1,75 pel millimetro quadrato.

Gli spessori sono stati determinati suddividendo in cinque tratti la lunghezza della condotta del serbatoio alto, il cui diametro è 0,700; ed in sei tratti quella del serbatoio inferiore, il cui diametro è 0,800, e ciò in proporzione con la carica massima insistente su ciascun tratto; per cui sonosi ottenuti i seguenti valori corrispondenti ad altrettante zone fra i livelli estremi.

Indicazione delle zone	Lunghezza dei tronchi per cadauna zona	Limite delle pressioni effettive in metri	Grossezze in millimetri adottate	Pesi per metro lineare
Tubi di 700 mm. in diametro.				
1 ^a	3257	0 a 90	18	344
2 ^a	2770	90 a 120	25	428
3 ^a	1908	120 a 140	29	497
4 ^a	1387	140 a 155	31	531
5 ^a	1498	155 a 170	34	582
6 ^a	11900	170 a 187	37	631
	22720			
Tubi da 800 mm. in diametro.				
1 ^a	6083	0 a 90	20	414
2 ^a	975	90 a 100	23	471
3 ^a	1622	100 a 105	24	490
4 ^a	5448	105 a 110	25	512
5 ^a	4599	110 a 115	26	531
	18727			

Annotazioni. — Tutti i tubi hanno la lunghezza utile di m. 4 esclusa la guaina.

Sono in parte forniti da Case inglesi; in parte dalla fonderia di Terni Cassian-Bon e Ci.

Prima del collocamento in opera sono assoggettati, col torchio, ad una pressione di prova doppia di quella cui debbono soggiacere in opera, da non superare però le atmosfere 25.

Il peso totale dei descritti sifoni, fra Cancellò ed i serbatoi in città, sarà di circa 28 mila tonnellate.

Questa tavola, come le altre notizie di fatto, sono tolte dalle relazioni ufficiali dei Commissari tecnici sig. cav. Francesco Verneau e professore Gaetano Bruno, e dalla relazione al Consiglio comunale dell'Or^{mo} Assessore Ingegnere cav. Ferdinando de Rosenheim.

IDRAULICA PRATICA

SUI RISULTATI PRATICI DI VARIE MACCHINE IDROFORE APPLICATE IN OLANDA.

APPUNTI dell'Ingegnere GIOVANNI CUPPARI.

(Veggansi le Tavole XV e XVI del 1882).

IX.

Città di Rotterdam.

La città di Rotterdam ha 3 edifici idrofori con macchine elevatorie di genere affatto diverso dai precedenti. Essi hanno le denominazioni seguenti:

Edificio Ovest, N. 1 (costruito nel 1861).
» » N. 2 (» 1872).
» Est (» 1871).

Servono a regolare il livello dell'acqua nei canali di quella parte esterna di città, chiamata *Polderstad* dalla sua condizione infelice che l'agguaglia a un *polder*. Scaricano l'acqua in condotti che vanno alla Mosa, mentre da questa in tempo di flusso si introduce acqua nuova e si rinfrescano i canali. Nei canali della città va ogni sorta d'immondizie, che inquinano l'acqua, e appesterebbero l'aria. Le nuove fogne per le acque di pioggia, per gli spurghi delle case e per le sostanze fecali sono condotte a sboccare dietro gli edifici idrofori. Queste fogne vengono anche dalla città interna, essendoci cadente bastevole.

L'edificio Ovest num. 1 ha una pompa a doppio effetto del signor *Fijnje van Salverda*, già ispettore del *Waterstaat* (1). Le figure 5, 6 e 7 della tav. XVI (anno 1882)

(1) Questo illustre ingegnere, tuttora in vita, continua a oc-

danno un'idea chiara di queste semplicissime pompe che, fra quelle destinate al prosciugamento dei terreni, sono notevoli per la grande portata in confronto colla sezione del cilindro: conseguenza dell'essere a doppio effetto, mentre, per esempio, quelle aspiranti del lago di Haarlem sono a semplice.

Le figure non rappresentano però l'impianto di Rotterdam, ma si riferiscono ad un disegno, che devo alla benevolenza dell'inventore, ultimamente destinato per *Leuven*. Ho preferito riprodurre questo e non quello di Rotterdam, che pure posseggo, essendo stati introdotti dei perfezionamenti.

A Rotterdam, come nei diversi altri luoghi dove fu impiantata la pompa *Fijnje*, la motrice è dell'antico tipo di Cornovaglia però a doppio effetto, colla distribuzione mediante valvole a campana, le cui fasi sono regolate dalle note *cateratte*. Ad evitare sinistri, il bilanciario trova al termine della corsa un trave munito di un ridosso elastico (*stootbalk*), che per ogni evenienza gli segna un punto fermo.

Ciò non toglie però il pericolo di vedere sfondato il cilindro da una corsa troppo lunga del pistone, limita la velocità, ed esige macchinisti di abilità e zelo straordinarii.

Di contro a tali difetti sta, è vero, la bontà del tipo di macchina a vapore operatrice e l'economia del combustibile, per cui si erano rese celebri anche le pompe di Cornovaglia; ma un perfezionamento era sempre desiderato.

Perciò è stata fatta ultimamente la variante secondo che è indicato nelle figure citate. È sempre il bilanciario l'organo intermedio fra il motore e l'operatore, ma col l'aver messo ai due lati del cilindro motore un volante e l'aver introdotto il moto rotatorio, si è regolato con questo il moto alternativo.

Altra variante è stata in seguito fatta nella forma delle valvole, ed è indicata nella figura 7. Colla sostituzione delle valvole a cerniera, che si alzano quasi perpendicolarmente, a quelle pendenti, s'è avuto il vantaggio d'una migliore apertura, e si può arrivare a dare al pistone una velocità di 40 colpi semplici al l'.

A Rotterdam la pompa *Fijnje* è mandata da una macchina a vapore a un cilindro di 0,84×2,10 mentre la pompa è di 1,80×1,50. La corsa reale però è un po' meno di m. 1,50. La tabella N. 10 mostra che la media del 1877 è stata m. 1,45. La cassa della pompa ha 24 valvole 1,30×0,30. L'espansione ordinaria del vapore è 1/3. La pressione massima nelle caldaie, chg. 2,6 per cent. q. Le caldaie sono due, Cornovaglia, aventi insieme 78 m. q. di superficie riscaldata. Tutto il macchinario, fornito dalla fabbrica *Nering Bøgel* di *Ysselburg*, costò 50 mila fiorini, cioè fiorini 1250 a c. v. contrattuale.

cuparsi con mirabile alacrità di questi studi. Le sue pompe applicate in Olanda fino dal 1847, un anno e mezzo dopo che fu provato il *Leeghwater* del lago di Haarlem, sono state impiantate poi in Germania e recentemente in America. Ebbi l'onore di ricevere una lettera dell'ispettore *Fijnje* (scritta in italiano) del gennaio 1881, in cui mi annunciava che l'ingegnere *Waring*, incaricato di vasti prosciugamenti in America, applicava le sue pompe, coi citati perfezionamenti a *Memphis*, a *New-Orleans*, a *Charlestown* e a *Baltimore*. L'esito brillante riportato all'Esposizione di Filadelfia aveva procurato queste applicazioni.

Allorché lo visitai a *Tiel*, nel 1878, lo trovai occupato con un progetto di un edificio di 133 c. v. La casa costruttrice, *Nering Bøgel*, si impegnava ai termini seguenti. Alla prevalenza di m. 2,00, portata m. c. 300 al minuto primo; a quella di m. 3,00 m. c. 200. Effetto utile in ambedue i casi c. v. 133 1/3. Forza effettiva massima del motore c. v. 180. Alle prevalenze di m. 2,00 e m. 3,00 espansione 2/3 e 1/4 rispettivamente.

Pressione massima del vapore: atm. 5.

Massimo consumo per ora e c. v. effettivo chg. 3,0 e 3,5 nei due casi. Prezzo di tutti i meccanismi, comprese 4 caldaie, 9,00×2,10, fiorini 60000, compresa la montatura, ossia fiorini 450 a c. v. Prezzo del fabbricato: fiorini 45000, ossia fiorini 345 a c. v. Era un caso di piccole prevalenze.

Sulle pompe *Fijnje*, possono consultarsi:

H. F. FIJNJE. *Verlag over het Stoomwerktuig in den polder Wamel*, ecc. Nimega, 1849.

H. F. FIJNJE. *Atti dell'Istituto degli ingegneri olandesi*. Annate 1877-78.

E. PERELS. *Handbuch des landwirthschaftliches Wasserbaus*. Berlino, 1877.

TABELLA N. 10. — Città di Rotterdam. — Anno 1877.

(I livelli sono riferiti al Rottepeil, RP = 0,34 — AP).

INDICAZIONE dell'edificio idroforo e significazione delle cifre	È stato lavorato per numero di		Atmosfera di pressione in caldaia	N° dei giri dell'albero motore o colpi doppi al l'	Metri cubi di acqua sollevata		Medie degli stati dell'acqua interna in metri sotto R P		Stato medio dell'acqua esterna nel bacino di scarico in metri sopra R.P.	Consumo di carbon fossile in chilogrammi					Residui della combustione Chg.	Consumo di		Effetto utile medio c. v.	Lunghezza media della corsa per la pompa Fijnje Metri	
	volte	ore			al l'	Totale	al principio	alla fine		per mettere in pressione (a)	durante il lavoro (b)	Totale	a l'ora e al cavallo-vapore			Litri	Chg.			
													con (a)	senza (a)						
Edificio idroforo Est																				
Somme dei risultati set- timanali	639	2580,3	88 ² / ₁₅	482,38	3227,890	9378945	83,81	99,13	82,67	128100	485345	613445	220,71	176,38	80403	733	409	3027	—	
Medie dei risultati set- timanali	12,06	48 ⁴¹ / ₆₀	1 ¹⁰ / ₁₅	9,10	60,904	176961	1,58	1,87	1,56	2417	9157	11574	4,16	3,33	1517	12,83	7,53	55,04	—	
Edificio idr. Ovest N. 2																				
Somme dei risultati set- timanali	399	3105	133 ² / ₁₀	435,01	1970,146	11834868	52,73	35,01	60,29	59400	463185	522585	78,33	69,41	77309	216	495	2070	—	
Medie dei risultati set- timanali	12,87	100 ⁹ / ₆₀	4 ³ / ₁₀	14,61	65,553	381770	1,70	1,77	1,94	1916	14941	16857	2,53	2,24	2494	6,97	15,97	66,77	—	
Edificio idr. Ovest N. 1 (Pompa Fijnje)																				
Somme dei risultati set- timanali	279	2068	44 ⁸ / ₁₄	203,38	1500,832	7762103	40,99	42,70	43,39	41000	332415	373415	68,47	60,68	57148	154	415	1520	34,80	
Medie dei risultati set- timanali	12	86 ¹⁰ / ₆₀	1 ¹² / ₁₄	8,47	62,503	323421	1,71	1,78	1,81	1708	13851	15559	2,85	2,53	2381	6,42	17,29	63,33	1,45	

AVVERTENZA. — Questa tabella è stata testualmente copiata da quella che mi fu trasmessa dall'ufficio comunale, solo omettendo per brevità alcune colonne non necessarie. Nella valutazione dell'effetto utile è certamente incorso sempre un errore, che si vede a colpo d'occhio, osservando che la cifra dei cavalli-vapore è per due edifici maggiore, per uno di poco minore di quella della portata al l', mentre la prevalenza è sempre notevolmente minore di m. 4,50. È probabilmente un errore dipeso da svista nel combinare i dati delle varie colonne. Volendo correggere esattamente, bisognerebbe avere la media dei singoli effetti utili giornalieri. Poiché in ogni edificio la portata al l' differisce pochissimo da un tempo all'altro, non si commette errore grave desumendo l'effetto medio dal prodotto della prevalenza media per la portata media, quali risultano dal prospetto. Per l'edificio *Est* la prevalenza media risulta $\frac{1,58 + 1,87}{2} + 1,56 = 3,28$. Quindi l'effetto utile medio è c. v. 44 in luogo di 55,04. Per gli altri due si trovano rispettivamente c. v. 52 e 49. Le cifre della penultima colonna vanno dunque ridotte per l'edificio *Est* all'80 %, per gli altri due al 77 %, circa, e il consumo di combustibile per ora e c. v. va corrispondentemente aumentato.

I risultati sono buoni. Le pompe *Fijnje*, notevolissime per la semplicità, hanno il solo inconveniente serio di richiedere fondazioni molto profonde: conseguenza del dover essere la cassa colle valvole tutta sott'acqua e dal dover avere una discreta altezza perchè si ottenga una sufficiente superficie di valvole senza eccedere in larghezza. Quindi maggior costo d'esecuzione nei fabbricati e maggiori rischi di danni nell'esercizio, specialmente dove delle grandi prevalenze cimentano di continuo la stabilità dell'opera e l'impermeabilità. Del resto, ripeto, sono macchine di rendimento favorevole.

L'edificio *vest N. 2* ha una macchina a vapore a un cilindro di $0,90 \times 1,90$, e due pompe $1,20 \times 1,20$ aspiranti e prementi. L'espansione ordinaria del vapore è $1/2$. I due volanti fanno 15 giri circa al l'; velocità che in questo caso è risultata eccessiva. Le manovelle motrici delle pompe sono calettate a 45° .

Il macchinario completo è stato fornito dalla casa *Ch. L. Carels* di Gand e costò 55 mila fiorini, cioè fiorini 1375 a c. v. contrattuale.

L'edificio *est* ha una macchina a vapore a un cilindro, $0,991 \times 0,914$, e 2 pompe aspiranti e prementi, $1,321 \times 1,219$, messe in moto da manovelle a 180° calettate sul grande albero motore. I tubi di aspirazione e di cacciata hanno il diametro di m. 0,914. L'introduzione ordinaria del vapore è $1/6$. Il numero dei colpi doppi delle pompe è fra 9 e 10 al l'. Le caldaie sono 2, Cornovaglia, $7,62 \times 1,91$.

Macchine e caldaie sono state fornite dalla fabbrica locale della *Nederlandsche Stoomboot-Maatschappij*, al prezzo di fiorini 60 mila, cioè fiorini 1500 a cav. vap. contrattuale.

La costruzione è citata come un modello di solidità. Le valvole di caoutchouc, per esempio, erano sempre le stesse (nel 1878) del primo impianto. Ma il consumo del combustibile appare dalla tabella 10 un poco più sfavorevole di quello per gli altri edifici.

Detta tabella dà i risultati, per l'anno 1877, di questi tre edifici idrofori, che furono istituiti presupponendo che fossero tutti capaci del medesimo effetto utile: m. c. 60 alla prevalenza di m. 3 ossia c. v. 40. I registri mettono in evidenza l'importanza delle interruzioni pel consumo del combustibile. L'effetto utile reale è maggiore del contrattato, c. v. 40.

Ebbi quei dati dall'ingegnere capo del Comune *van der Tak*, distintissima persona, morta poco dopo.

Come si vede, nella tabella ho trovato necessaria una correzione nei risultati di calcolo evidentemente affetti da una svista. Gli effetti utili vanno ridotti a circa l'80 per cento.

X.

Bommelerwaard boven den Meidijk.

In questo Consorzio idraulico (1) situato fra il *Waal* e la *Mosa* furono impiantati nel 1855 due edifici idrofori ciascuno con una pompa *Fijnje*, di cui reputo utile far cenno specialmente perchè i loro risultati mostrano come varii anche per queste macchine il coefficiente di rendimento col variare delle prevalenze.

Sono due edifici eguali, con macchine costruite dalla stessa casa che fornisce tutte le pompe *Fijnje*. Le macchine a vapore sono a bassa pressione, espansione e condensazione, sul solito tipo Cornovaglia, a bilanciere. L'azione è sempre regolata dalle cateratte. La pressione ordinaria del vapore è atm. $1 \frac{1}{2}$. Ogni macchina ha un cilindro $1,10 \times 2,20$. Le pompe hanno m. 2,24 di diametro e m. 2,20 di corsa effettiva.

Grazie alla cortesia del presidente del Consorzio, signor *van Os*, ebbi i resoconti di 4 semestri per ogni edificio. È da notarsi che là si ha la lodevole abitudine di stamparli, perchè gl'interessati possano tener dietro all'esercizio delle macchine che influisce tanto sul contributo consorziale annuo.

Sfogliando questi registri, ho compilato la tabella N. 11 che conduce per queste pompe a risultati non molto dissimili da quelli delle tabelle N. 1 e 2 per le ruote a schiaffo. Osservo che nel calcolo della portata ho preso il coefficiente di riduzione 0,90, invece di 0,95, che sarebbe stato dedotto da antiche esperienze, sembrandomi che nello stato attuale non si possa stimare di più. Il numero di colpi al l' è stato dedotto prendendo le medie col tener conto dei tempi, cui ogni cifra dei registri si riferisce. Per le altezze, i registri danno il massimo e il minimo settimanale per l'acqua esterna e l'interna. Le oscillazioni non sono generalmente molto considerevoli. Ho preso le medie settimanali e poi per ogni semestre la media aritmetica delle predette. Qui non ho tenuto conto dei tempi, per la maggior parte essendo poco diversi, fra 140 e 160 ore per settimana. In ogni modo è certo che la prevalenza *media vera* è minore della *calcolata*, poichè gli stati dell'acqua esterna *alti* sono di minor durata dei *bassi*. Accade sempre che la media fatta tenendo conto delle du-

(1) *B. Te Gempt. Rivier-polders. Haarlem, 1857*, con tavole. *I. van der Toorn. Beschrijving van den Bommelerwaard boven de Meidijk. Monografia premiata dalla Società Batava di Rotterdam. Rotterdam, 1867.*

L. C. van Kerkwijk. De Openbare Werken in Nederland. Haarlem, 1876. Pubblicazione fatta dalla Commissione per la Esposizione di Filadelfia.

TABELLA N. 11. — BOMMELERWAARD. — 2 edifici idrofori e due pompe *Fijnje* eguali.

DATA	SEZIONE DEL WAAL								SEZIONE DELLA MOSA							
	Prevalenza m	N° di colpi al l'	Portata al l' m. c.	Effetto utile c. v.	Durata del lavoro ore	CONSUMO DI CARBONE			Prevalenza m	N° di colpi al l'	Portata al l' m. c.	Effetto utile c. v.	Durata del lavoro ore	CONSUMO DI CARBONE		
						TOTALE Ettolitri	all'ora Ettolitri	all'ora e al c. v. Chilogr.						TOTALE Ettolitri	all'ora Ettolitri	all'ora e al c. v. Chilogr.
Semestre																
2° 1875	1.38	17.2	134	41	1088	3027	2.78	5.8	1.05	16.9	132	31	1189	3212	2.70	7.4
1° 1876	1.25	16.5	129	36	2113	5550	2.62	6.2	0.80	17.6	137	24	1635	3941	2.41	8.5
2° 1876	0.62	17.3	135	19	591	1499	2.53	11.3	0.61	16.8	131	18	466	1108	2.38	11.2
1° 1877	1.02	17.3	135	31	3440	9391	2.73	7.5	0.90	17.2	134	27	3672	10171	2.77	8.7
<i>Periodi con forti prevalenze</i>																
Novembre 1875	2.45	16	125	68	165	520	3.15	3.9	—	—	—	—	—	—	—	—
Marzo 1876	2.80	13	101	63	60	192	3.20	4.3	—	—	—	—	—	—	—	—
» »	2.71	15	117	70	165	543	3.30	4.0	—	—	—	—	—	—	—	—
Novembre 1875	—	—	—	—	—	—	—	—	2.17	15	117	56	168	536	3.19	4.8
Febbraio 1877	—	—	—	—	—	—	—	—	2.08	16	125	58	168	548	3.26	4.8

rate (per cui sarebbero necessari i dettagli giornalieri) risulta più piccola della media ordinaria. Non valeva la pena il fare tale faticoso lavoro, mentre m'interessava solo avere un limite. Poco interesse possono avere dei valori rigorosamente precisi per edifici vecchi, in istato mediocre e con dei motori che ora si farebbero diversamente.

Le pompe *Fijnje*, rinomate per la loro economia, non si prestano come si vede in casi come questi in cui la prevalenza varia da 0 a 3 metri e più, e i valori minimi di essa sono ben numerosi.

Nei risultati semestrali vedesi che mentre varia poco il consumo *all'ora* varia moltissimo quello *all'ora e al c. v.* I predetti e quelli di periodi con alte prevalenze mostrano l'enorme differenza di questo consumo col variare delle circostanze.

Lasciando stare le cifre assolute, che in un impianto nuovo sarebbero certo più favorevoli, rimane sempre il fatto avvertito, da cui si trae la conseguenza che nei preventivi di consumo di combustibile per un edificio idroforo da costruirsi va bene studiata la scala delle prevalenze e determinato il consumo totale su quello che probabilmente corrisponde a ciascuna categoria di prevalenze, tenuto conto dei tempi, e ricavando la *media* sotto questo aspetto. Tal *medio consumo* dipende dal tipo della macchina e fors'anche più dalla relazione che passa fra l'effetto medio e il massimo, cui va coordinata la potenza del congegno.

Le pompe *Fijnje*, che danno ottimi risultati a *Rotterdam* e altrove, non si prestano in casi come questi dove la prevalenza varia da 0 a 3 metri e più, e i valori minimi di essa sono frequentissimi. Fatta pure grande parte alla considerazione del lungo tempo da cui sono in azione le pompe del *Bommelerwaard* e delle altre circostanze sfavorevoli inerenti alle macchine, il vantaggio principale dell'economia per cui esse sono tanto rinomate non si verifica qui.

Sembra quindi che abbia saggiamente operato il Consorzio nel 1878 quando, volendo impiantare un altro edificio idroforo, scelse per macchine elevatorie due ruote a schiaccio e due centrifughe.

(Continua).

MATERIALE DELLE STRADE FERRATE

INCROCIAMENTI E DEVIATOI.

STUDIO dell'Ing. GAETANO CRUGNOLA.

IX.

Deviazione all'esterno di una curva.

La deviazione all'esterno di una curva non presenta alcuna difficoltà, poichè il raggio della via deviata aumenta, invece di diminuire come nel numero precedente; questo vantaggio permette d'impiegare un angolo più grande per l'incrocciamento, nella maggior parte dei casi.

S'intercaleranno nella via principale due rettili $A'B'$ e $D'E'D'E'$ (fig. 30), i quali vengono riuniti da una curva d'accordo di raggio minore di quello della curva principale. Ammettiamo D come noto, affine di poter impiegare un certo numero di rotaie, come già si disse. Dati quindi $R, R_1, l, l_1, D, \alpha$ e β , oppure determinati mediante le formole dei numeri precedenti, si troverà il valore dell'arco esterno compreso fra i due rettili,

$$S = D - l - \frac{l_1}{2}.$$

Ora il raggio R_1 della curva d'accordo, dovrà scegliersi in modo che l'angolo γ corrisponda allo sviluppo prescritto S , per cui si proverà due volte con due diversi valori di R_1 a risolvere le equazioni seguenti, dai risultati ottenuti si determinerà interpolando il valore di R_1 ; le equazioni sono:

$$\gamma = \frac{\text{arc } S}{R_1 + L} 57,295579$$

$$l = (R - R_1) \tan \frac{\gamma}{2}.$$

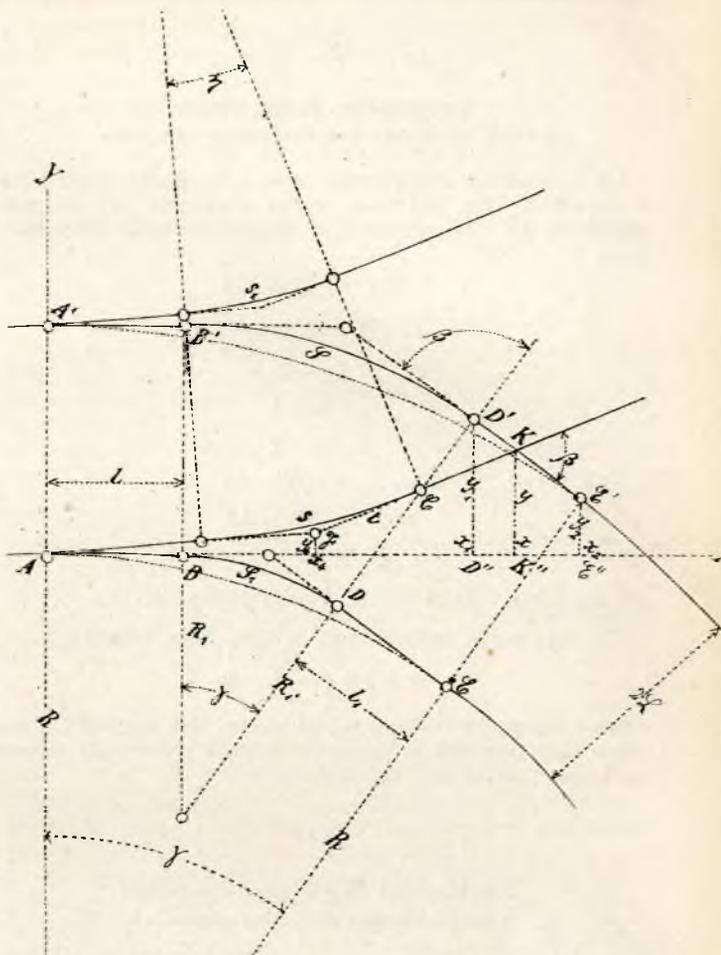


Fig. 30.

Scelto come assi delle ascisse e delle ordinate il raggio $A'A'$ e la tangente AB in A alla curva della via principale si otterranno tutti gli elementi del tracciato dalle formole seguenti:

Le coordinate della punta matematica K dell'incrocciamento sono (fig. 30):

$$x = x_1 + \frac{l_1}{2} \cos \gamma$$

$$y = y_1 - \frac{l_1}{2} \sin \gamma$$

quelle dei punti estremi del rettilo $D'E$ sono, per il punto D_1

$$x_1 = l + (R_1 - L) \tan \gamma + (R_1 + L) \sin \gamma - R_1 \tan \gamma$$

$$y_1 = (R_1 + L) \cos \gamma - R_1$$

e rispettivamente pel punto E'

$$x_2 = x_1 + l_1 \cos \gamma$$

$$y_2 = y_1 - l_1 \sin \gamma$$

Gli altri elementi pel tracciato sono i seguenti:

$$\gamma_1 = (\beta - \gamma - \alpha)$$

$$t = (R_2 + L) \tan \frac{\gamma}{2}.$$

Le coordinate di F

$$x_1 = (l + t) \cos \alpha$$

$$y_1 = (l + t) \sin \alpha$$

indi si hanno ancora

$$t_1 = (R_1 + L) \tan \frac{\gamma}{2}$$

$$\overline{FK}^2 = (x - x_1)^2 + (y - y_1)^2$$

$$\text{arc } S_1 = \gamma (R_1 - L)$$

$$\text{arc } s = \gamma_1 (R_2 + L)$$

$$g = CK = FK - t.$$

X.

Congiunzione di due binari paralleli mediante una deviazione semplice.

La deviazione ammettiamo come nota (N. 6), come pure il raggio R_1 (fig. 31) della curva d'accordo col binario parallelo, gli altri elementi si determineranno colle formole

$$r = (p - 2L) \cotang \beta$$

$$t = (R_1 - R) \tan \frac{\beta}{2}$$

$$m = \frac{(p - 2L)}{\sin \beta}$$

$$f = m - t$$

$$\text{arc } S_1 = \beta (R_1 - L)$$

$$\text{arc } S = \beta (R_1 + L)$$

$$q = D + r + t$$

pel significato delle lettere vedasi la fig. 31.

La lunghezza delle ruotaie è data dalla formola

$$s + g + f + S_1 - u$$

dove u indica la lunghezza del cuore. Nel scegliere il numero delle ruotaie si terrà conto degli intervalli necessari alla dilatazione del metallo.

XI.

Congiunzione di due binari paralleli mediante due deviazioni uguali.

In questo caso si hanno due deviazioni ordinarie poste in direzione opposta, il che si riduce alla posa di due semplici deviazioni laterali, nelle quali si terrà conto della distanza fra le due punte dei cuori; questa distanza deve misurarsi parallelamente ai due binari retti.

Se le due deviazioni sono uguali ed hanno uno stesso angolo β d'incrociamiento si determineranno colle norme

del N. 6; gli altri elementi del tracciato sono dati dalle formole seguenti:

$$r = (p - 2L) \cotang \beta$$

$$t = (R \mp L) \tan \frac{\beta - \alpha}{2}$$

$$m = \frac{p - 2L}{\sin \beta}$$

$$f = m - t$$

$$q = 2D - r_1 + r$$

dove

$$r_1 = \frac{2L}{\sin \beta}$$

il valore di f dev'essere $\geq 6m$ 00, se si hanno delle ruotaie di 6 metri.

Non si è disegnata una figura poichè quella del numero precedente (fig. 31) basta a spiegare il significato delle lettere; r , p , t , $2L$, β e α designano la stessa cosa, D indica la distanza della punta matematica del cuore dalla punta dell'ago, tanto per una deviazione quanto per l'altra, q significa la distanza misurata parallelamente alla direzione dei binari, delle punte d'ago dei due scambi; r_1 , quella della punta matematica del cuore della seconda deviazione dal punto d'intersezione delle due tangenti di questa alle sue curve intermedie (ruotaia interna).

XII.

Congiunzione di due binari paralleli mediante due scambi aventi gli angoli d'incrociamiento disuguali.

Come al solito, gli elementi necessari al tracciato delle due deviazioni si determineranno mediante le formole del N. 6, gli altri mediante le formole qui appresso.

Dato il raggio R_2 della curva d'accordo (fig. 32) fra le due deviazioni, e la distanza m rettilinea dalla punta del cuore K si avrà:

$$q = D + D_1 + r$$

il significato delle lettere si ricava dalla figura, le altre, delle quali non è fatta menzione, conservano il loro significato come nei numeri precedenti.

Ora:

$$r = (m + t_1) (\cos \beta - \sin \beta \cotang \beta') + \left\{ (p - 2L) \cos \beta' - 2L \right\} \frac{1}{\sin \beta'}$$

l'angolo al centro dell'arco d'accordo:

$$\gamma = \beta - \beta'$$

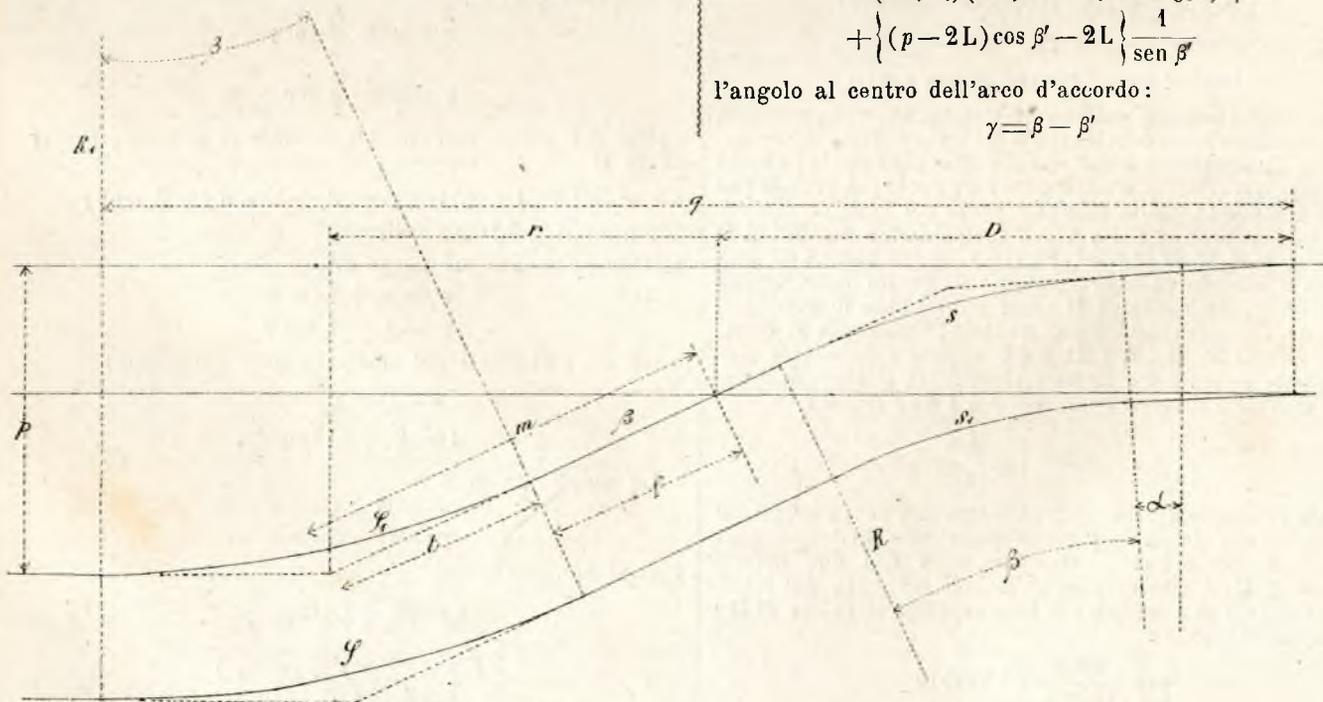


Fig. 31.

e la tangente

$$t_1 = (R_1 - L) \tan \frac{\gamma}{2}$$

Le coordinate del vertice E per rispetto al punto A dove ha origine lo scambio della prima deviazione, sono

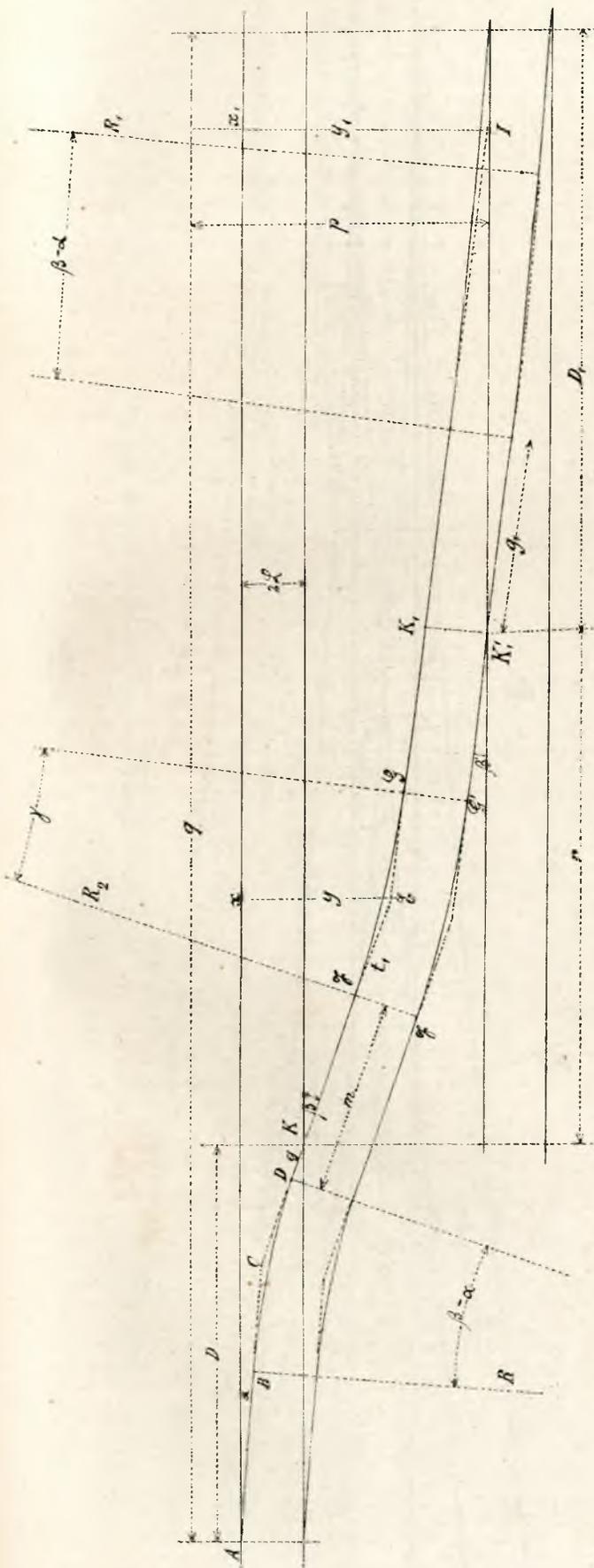


Fig. 32.

$$\begin{aligned} x &= D + (m + t_1) \cos \beta \\ y &= 2L + (m + t_1) \sin \beta \end{aligned}$$

La lunghezza del rettifilo successivo

$$Gk_1 + g' = g' + \frac{p - 2L - (m + t_1) \sin \beta}{\cos \beta'} - 2L \cos \beta' - t_1$$

e le coordinate del punto I

$$\begin{aligned} x_1 &= D + r + \frac{2L}{\sin \beta'} \\ y_1 &= y \end{aligned}$$

Nel caso che lo spazio sia limitato e non permetta di introdurre una distanza r così grande quanto richiede la disposizione precedente e che i due binari da congiungersi distino fra loro di una quantità maggiore dell'ordinaria, si passerà da un binario all'altro mediante due controcurve raccordate fra loro da un rettifilo, il quale però non dovrebbe mai essere minore della lunghezza ordinaria di una ruotaia.

Egli è ovvio che sul binario risultante non si dovranno far passare dei treni diretti od altri a grande velocità, epperò queste disposizioni sono da evitare.

Anche all'uscita degli incrociamenti è da desiderarsi un rettifilo di 3 metri almeno di lunghezza.

XIII.

Congiunzione di due binari concentrici mediante due deviazioni.

I due binari abbiano una distanza p d'asse ad asse; R_1 ed R_2 siano i loro raggi, le due deviazioni s'introducano mediante le formole date ai numeri 8 e 9 colle quali si determineranno tutte le dimensioni all'uopo necessarie. Gli angoli d'incrocamento (fig. 33) supponiamo uguali.

Perchè gli angoli d'incrocamento risultino uguali, la curva d'accordo fra le due deviazioni dev'essere una spirale logaritmica, epperò si può sostituirla un arco di circolo avente per raggio, il raggio R_m medio di A e B; le formole che servono a determinare gli elementi del tracciato sono le seguenti (fig. 33) (*)

$$\begin{aligned} R_m &= \left(R_1 + \frac{p}{2} \right) \left(1 + \tan^2 \frac{\beta}{2} \right) \\ BC &= \frac{e}{\tan \beta} \left(1 - \frac{1}{2} \frac{e}{r_1} \right) \end{aligned}$$

(*) Vedasi anche « Heusinger von Waldegg's Kalender für Eisenbahn-Techniker » 1874, pag. 70.

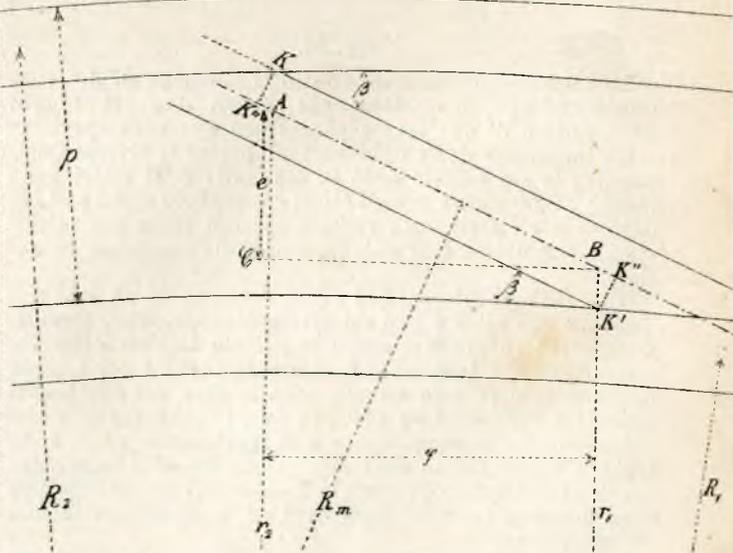


Fig. 33.

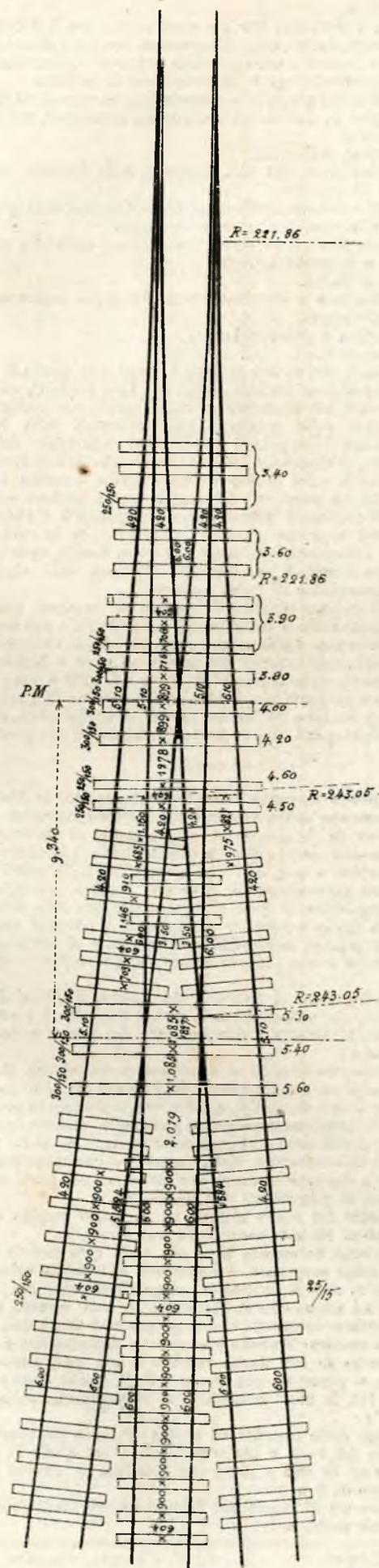


Fig. 36. — Deviazione doppia su telaio di traverse ordinarie.

L'angolo dei due incrociamenti esterni è il medesimo ed è d'ordinario minore di quello dell'incrocioamento mediano.

Gli elementi necessari al tracciato si possono determinare mediante le formole qui appresso. Gli angoli β degli incrociamenti gemelli e β' dell'incrocioamento centrale supponiamo conosciuti a fine di adottare i tipi che si possiedono. Così pure quelli degli aghi colle ruotaie fisse; del resto questi valori si possono determinare colle formole date nei numeri precedenti. Ammettiamo come dati anche i valori dei raggi delle curve d'accordo, R ed R_1 , la lunghezza l dell'ago interno, $2L$ la larghezza della via, g'' la parte rettilinea che precede la punta matematica dei cuori gemelli, chiamando con t e t_1 le tangenti delle due curve si determineranno dalle formole

$$t = (R + L) \tan \frac{\beta' - 2\alpha}{4}$$

$$t_1 = (R_1 + L) \tan \frac{2\beta - \beta'}{4}$$

Le coordinate dei punti d'incontro delle tangenti sono: per il punto C

$$x = (l + t) \cos \alpha$$

$$y = (l + t) \sin \alpha$$

e per il punto G

$$x_1 = D - (t_1 + g'') \cos \beta$$

$$y_1 = 2L - (t_1 + g'') \sin \beta$$

dove D rappresenta la distanza della punta matematica degli incrociamenti gemelli dal giunto dello scambio ed è determinata più sotto. Analogamente chiamando con D_1 la distanza del cuore centrale K si avrà:

$$D_1 = (l + t) \cos \alpha + \frac{L - (l + t) \sin \alpha}{\tan \frac{\beta'}{2}} = x + \frac{L - y}{\tan \frac{\beta'}{2}}$$

$$D = D_1 + L \cotang \frac{\beta'}{2} - (t_1 + g'') \frac{\sin(\beta - \frac{\beta'}{2})}{\sin \frac{\beta'}{2}}$$

le altre parti rettilinee in vicinanza dei cuori sono:

$$g = \frac{L - (l + t) \sin \alpha}{\sin \frac{\beta'}{2}} - t = \frac{L - y}{\sin \frac{\beta'}{2}} - t$$

$$g' = GK - t_1$$

dove

$$GK = \frac{D - D_1 - (t_1 + g'') \cos \beta}{\cos \frac{\beta'}{2}}$$

Lo sviluppo dei due archi S ed s sarà

$$\text{arc } S = \frac{\left(\frac{\beta'}{2} - \alpha\right)(R + L)}{57,295579}$$

$$\text{arc } s = \frac{\left(\beta - \frac{\beta'}{2}\right)(R_1 + L)}{57,295579}$$

Chiamando z_1 , z_2 le parti del cuore mediano fino alla origine delle ruotaie, e z quella dei cuori gemelli verso l'interno, si avrà la lunghezza delle ruotaie necessarie, dalle formole seguenti: per la guida 2

$$D - l - z$$

per la guida 3

$$S + g - z_1$$

e

$$S + g' + g'' - z_2 - z;$$

le altre guide 4 e 5 sono analoghe alle precedenti.

Ordinariamente però, a fine di evitare il bisogno di tagliare le ruotaie, nel calcolo di una doppia deviazione si ammette D e D_1 come noti e si determinano i raggi R e R_1 dalle formole suddette. In questo modo si calcolò il tipo della *Suisse Occidentale*, che riproduciamo nella fig. 35.

Il telaio che sopporta una deviazione doppia è analogo, come già si disse, a quello delle deviazioni semplici, con traverse speciali, le cui lunghezze vanno aumentando dallo scambio, dove hanno metri 2,70 fino a due o tre metri al di là degli incrociamenti gemelli, dove raggiungono la lunghezza di metri 6,04. Gli incrociamenti stessi e le parti di ruotaie e contro-ruotaie situate da una parte e dall'altra dei medesimi sono sostenute da lungherine.

Talvolta l'intero telaio viene eseguito con traverse ordinarie (fig. 36).

(Continua.)

NOTIZIE

Scoscendimento avvenuto sulla ferrovia Ginevra-Mâcon della Società Parigi-Lione-Mediterraneo. — I giornali annunziarono da solo pochi giorni l'apertura alla circolazione di quel tratto di ferrovia, tra le stazioni di Bellegarde e di Collonges, e più propriamente sotto il Forte dell'Ecluse, ch'era stato interrotto dalla catastrofe avvenuta nella notte del 2 al 3 gennaio scorso. Due mesi interi occorsero dunque, per ristabilire provvisoriamente il passaggio, e chi sa quanti ne occorreranno ancora, per ripristinare la strada in modo definitivo.

La ferrovia che da Bellegarde va a Ginevra si manteneva in questo tratto sul versante destro del Rodano e passava ad un'altezza di circa 45 metri dal livello ordinario delle acque del fiume. Essa trovavasi in curva di raggio uguale a metri 500 ed in pendenza dell'uno per cent; dopo aver passato un ponte in muratura s'internava in una galleria di circa 50 metri di lunghezza.

Verso la mezzanotte del 2 al 3 gennaio, proprio dopo il passaggio del treno diretto da Bellegarde a Ginevra, manifestossi nel terreno un primo scoscendimento fra il ponte in muratura e la galleria, il quale fu però avvertito dal guardiano, e con ciò si poté arrestare in Collonges l'altro convoglio diretto, ch'era partito da Ginevra, ed evitare così una qualche grande disgrazia.

Lo scoscendimento avvenuto, benché già per se stesso importante, ne faceva presagire uno maggiore, ed infatti l'indomani una frana considerevole scivolò sulla superficie inferiore, producendo nel fiume una vera traversa che provocò nel livello delle sue acque una sopraelevazione di 15 metri. La conseguenza del rigurgito che ne seguiva si fu la formazione di un vero lago sulla lunghezza di 4 chilometri circa, nel quale la stazione di Collonges sporgeva a guisa di isola. Questo stato di cose non durò però lungo tempo, poichè il Rodano si creò presto attraverso quell'ammasso di macerie un passaggio, trasportando in breve seco quasi tutti i materiali franati.

Lo scoscendimento si protende su una lunghezza approssimativa di 250 metri, comprendendo l'intera galleria, la quale in uno colla ferrovia è completamente sparita; la sua larghezza varia fra 40 e 50 metri, e l'altezza raggiunge i 70 metri. La massa franata può stimarsi ad un milione di metri cubi, e pare sia un'antica morena.

La catastrofe fu prodotta da acque sotterranee, che non trovavano scolo sufficiente e che ora appaiono in grande quantità alla superficie della pendice rimasta; esse rammollirono gli strati argillosi inferiori, dando così origine a superficie di scivolamento. È probabile che anche le acque del Rodano, abbiano minato il piede della montagna. Lo stato attuale fa temere nuovi scoscendimenti, i quali potrebbero estendersi fino al forte dell'Ecluse rimasto ancora illeso.

Speriamo che ciò non si avveri, e facciamo voti che l'Amministrazione ferroviaria riesca presto a ristabilire la ferrovia colla sicurezza necessaria.

Teramo, li 25 marzo 1882.

G. C.

Esposizione internazionale d'elettricità in Torino. — Nell'Esposizione generale italiana che, col concorso del Governo, si aprirà in Torino nell'aprile del 1884, una sezione speciale sarà destinata alla *Elettricità*.

Il Comitato generale a cui è affidato l'ordinamento della Mostra, ha deliberato che a questa sezione sieno invitati gli espositori di tutti i paesi, e che i medesimi siano ammessi a concorrere, come i nazionali, a tutte le ricompense. L'Esposizione di elettricità, che verrà così a formarsi in seno alla Mostra generale italiana, comprenderà le seguenti categorie:

Elettricità statica.

Elettrochimica e materiali per gli apparecchi e per i circuiti elettrici, pile, accumulatori, ecc.; fili, gomene, ecc.; parafulmini.

Apparecchi per lo studio della corrente elettrica — Strumenti di misura — Apparecchi per le dimostrazioni didattiche.

Applicazioni dell'elettricità alla trasmissione di segnali ed applicazioni analoghe — Indicatori a distanza, cronografi, contatori, orologi elettrici.

Telegrafi, telefoni, microfoni.

Applicazione dell'elettricità alla sicurezza sulle ferrovie, segnali, sistemi di blocco, ecc.

Applicazione all'accensione delle mine, ed applicazioni analoghe.

Applicazione alla medicina ed alla chirurgia.

Produzione industriale delle correnti elettriche; macchine magnetoelettriche e dinamo-elettriche.

Illuminazione elettrica.

Trasporto a distanza e distribuzione dell'energia meccanica per mezzo dell'elettricità.

Elettrometallurgia e galvanoplastica.

Applicazioni diverse.

Rivolgendosi agli elettricisti di tutti i paesi per invitarli a portare nella Esposizione italiana saggi dei loro prodotti, ed a venire a dimostrare, nel convegno di tutti i produttori italiani, nel centro di una delle provincie più industriali della Nazione, l'importanza delle grandi applicazioni industriali della corrente elettrica, il Comitato ha la certezza che il suo invito sarà preso in quella seria considerazione che esso si merita. Imperocchè, se v'ha un paese ove l'industria possa fondare sulle applicazioni dell'elettricità grandi speranze, questo è l'Italia, che, mentre è ora costretta a trarre dall'estero, per le caldaie a vapore e per l'illuminazione, tutto il carbon fossile, vede per lo avvenire nelle cascate e nei torrenti delle sue valli alpine una sorgente inesauribile di forza motrice.

Gli industriali italiani sentono il bisogno di rendersi conto delle grandi applicazioni a cui si presta l'elettricità, e non mancheranno di servirsene. All'interesse che chiamò gli elettricisti nel 1881 a Parigi, nell'inverno del medesimo anno a Londra, nel 1882 a Monaco, e che li riunirà di nuovo nel 1883 a Vienna, si aggiungerà, per invitarli nel 1884 alla Esposizione di Torino, la considerazione fondata dell'esteso campo di applicazioni, che questa Esposizione aprirà loro in un paese che nasce alle grandi industrie.

Risultati di prove eseguite sulle ferrovie dell'Alta Italia per il riscaldamento delle vetture col sistema Ancelin. — Di questo sistema di riscaldamento fatto a mezzo di cassette le quali contengono dell'acetato di soda anziché dell'acqua abbiamo distesamente parlato a pag. 174 dell'annata 1881. In quell'articolo spiegammo distesamente il principio teorico, e soggiungevamo che le esperienze le quali si stavano per fare sulle strade ferrate dell'Alta Italia avrebbero soddisfatto al doppio scopo di constatare la pratica attuabilità del sistema e di esaminare quanta importanza avesse l'inconveniente della *sovrapposizione* dell'acetato.

Da una lettera diretta al *Giornale dei Lavori Pubblici* dall'ing. A. Olivetti, che attese durante questi due ultimi inverni a tali esperienze, ricaviamo a complemento del nostro articolo le seguenti notizie:

« Durante l'inverno 1881-82 si sperimentò su alcune linee ferroviarie italiane un certo numero di cassette fornite dalla Casa Ancelin e Gillet di Parigi, e nel corrente inverno la prova fu fatta in scala maggiore impiegando pure delle cassette usuali ad acqua state modificate e riempite d'acetato di soda nel modo prescritto dall'inventore. Molte osservazioni termometriche vennero fatte sia durante le corse che all'arrivo dei treni ed i risultati ottenuti si potrebbero così riassumere:

a) Le cassette del nuovo sistema si prestano meglio che quelle ad acqua al riscaldamento delle vetture;

b) Esse servono veramente bene per circa otto ore in un treno, quando sieno preparate e riscaldate nel modo voluto; quindi con una di esse si ottiene lo stesso effetto che con tre cassette usuali ad acqua che si succedono in una vettura ferroviaria. Si è difatti osservato che dopo percorsi di 11 ore, in tre diurni, le cassette Ancelin giungono a destinazione colla temperatura media di 30°, limite minimo a cui può ritenersi che la cassetta si presti ancora al suo ufficio, e che dopo percorsi di ore 7 1/2, in treni notturni, la temperatura media in arrivo è di 37°;

c) L'impiego delle cassette ad acetato di soda conviene in particolar modo nei treni a lungo percorso e per quelli in cui lo stesso materale fa una o più corse d'andata e ritorno, in periodi di tempo di 8 a 9 ore;

d) Gli inconvenienti temuti pel fatto della sovrapposizione sono di quasi nessuna entità ».