

1950-

ATTI E RASSEGNA TECNICA

DELLA SOCIETÀ DEGLI INGEGNERI E DEGLI ARCHITETTI IN TORINO

RIVISTA FONDATA A TORINO NEL 1867



FIAT
TORINO

NOVA SERIE - ANNO IV - N. 6-7 GIUGNO-LUGLIO 1950

SOMMARIO

RASSEGNA TECNICA

L. SELMO - <i>L'impianto idroelettrico di Cimena</i>	pag. 77
F. DI MAJO - <i>Le ferrovie nell'America del Sud</i>	81
L. STRAGIOTTI - <i>Considerazioni sulla statica dei lavori minerari</i>	87
G. RIGOTTI - <i>Teoria e pratica urbanistica</i>	91
G. SZEMERE - <i>Sulla gelività dei conglomerati cementizi</i>	94

RECENSIONI

KIRCHHOFF - <i>Statik der Bauwerke</i>	97
INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS - <i>Règles d'utilisation des rondes crénelés et lisses pour béton armé de la limite d'élasticité supérieure à 40 Kg/mm²</i>	98
T. A. ODMAN - <i>A Method for Solving Partial Differential Equations with Application to Rectangular Plates</i>	98
G. PERI - <i>Illuminazione moderna</i>	98

NOTIZIARIO LEGALE

<i>Una sentenza del Tribunale di Torino</i>	98
---	----

BOLLETTINO PREZZI

COMITATO DI REDAZIONE - *Direttore*: Cavallari-Murat Augusto - *Membri*: Barbero Francesco; Bono Gaudenzio; Codegone Cesare; Cravero Roberto; Dardanelli Giorgio; Pozzo Ugo; Selmo Luigi; Zignoli Vittorio - *Segretario di Redazione*: Rava Sergio.

Pubblicazione mensile inviata gratuitamente ai Soci della Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino. - Per i non Soci: un numero separato L. 400 - Abbonamento annuo L. 3.000.

SPEDIZIONE IN ABBONAMENTO POSTALE - GRUPPO IV

Organizzazione pubblicitaria ed amministrazione: Via Vanchiglia, 24 - Torino (216)
Redazione e abbonamenti: PALAZZO CARIGNANO - TORINO

**Società
per Azioni
Unione
Cementi
MARCHINO
& C.**



Casale Monferrato

SCHEDARIO TECNICO

IMPIANTI IDRICI E TERMICI

Soc. Idrotermica SIRIA
TORINO

Tutto per l'acqua...

Trivellazione pozzi - Impianti di sollevamento - Acquedotti - Impianti idraulici e sanitari - Riscaldamento

SEDE E UFFICI: Via A. Avogadro 10 - Tel. 40.524

MAGAZZINO: Via G. Collegno 30 - Telef. 770.608

OFFICINA: Brusasco - Telefono 9

IMPRESE COSTRUZIONI

IMPRESA
Pietro Colombino

di **ALFREDO COLOMBINO**

Lavori Stradali / Ferroviari / Cave pietrisco

VIA S. FRANCESCO D'ASSISI, 14
TELEFONO 35-95 / NOVARA

IMPRESE COSTRUZIONI

Geom. Alfonso Brigo

IMPRESA COSTRUZIONI E CAVE
COSTRUZIONI CIVILI - INDUSTRIALI
CEMENTI ARMATI - OPERE MURARIE



OMEGNA

Telefono 370

Fontana & Rastelli

IMPRESA COSTRUZIONI EDILIZIE
CEMENTI ARMATI



Via Damina, 6 - **NOVARA** - Telef. 39.79
Via dei Mille, 6 » 32.25

IMPRESA **ALDO COLOMBINO**

Via S. Francesco d'Assisi, 14 - Tel. 26-01
NOVARA



LAVORI STRADALI E FERROVIARI
FORNITURE EDILIZIE - CALCE
CEMENTI - FORNI PER CALCE BIANCA

IMPRESA **GUALA & CARPANO**

IN ACCOMANDITA

Costruzioni Civili e Industriali
Cementi armati

BIELLA - Via Ramella G. E. 19 - Telefono 14.27
C. C. I. Vercelli 38556

Geom. RENATO COMOLI

IMPRESA COSTRUZIONI

CIVILI - INDUSTRIALI

CEMENTI ARMATI

Via L. Comoli - **OMEGNA** - Telefono 340

Impresa **LOVATI**

s. r. l.

Costruzioni Civili e Industriali

MILANO - Piazzale Archinto 9
Telef. 696.864

NOVARA - Via Martino della Torre, 4
Telef. 33.17

La "Rassegna tecnica", vuole essere una libera tribuna di idee e, se del caso, saranno graditi chiarimenti in contraddittorio; pertanto le opinioni ed i giudizi espressi negli articoli e nelle rubriche fisse non impegnano in alcun modo la Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino.



L'impianto idroelettrico di Cimena

L'A., Direttore generale della SIP, descrive sinteticamente l'impianto idroelettrico di Cimena, utilizzando le acque del Po presso Torino. Impianto caratterizzato dalla grande portata (110÷190 m³/sec) e dal piccolo salto motore (m. 23,07). L'A. descrive: lo sbarramento con diga in parte mobile ed in parte fissa, l'opera di presa con bacino di calma e dispositivi per il dissabbiamento, il canale derivatore che si svolge in parte all'aperto e parte in galleria, la vasca di carico con sfioratori laterali, la centrale ed il canale di scarico e restituzione.

L'impianto idroelettrico di Cimena è allo studio da circa un trentennio e non si riusciva mai a venirne a capo perché i fautori del canale navigabile sul Po, che dovrebbe appunto aver inizio a San Mauro Torinese pretendevano che si risolvessero contemporaneamente i due problemi con un unico canale derivatore che servisse sia per l'adduzione dell'acqua alla vasca di carico della Centrale, sia per il primo tratto della navigazione fluviale.

Non potevano, invece, le due idee essere abbinate per la diversa velocità che occorre dare all'acqua nei due casi: infatti in un canale navigabile la velocità dell'acqua non può superare i centimetri 50-60 al secondo, mentre nelle opere di derivazione per un impianto idroelettrico l'ordine di grandezza di tale velocità è di circa 2 metri al secondo.

Alla fine prevalse il concetto tecnico, e, pur tenendo conto di eseguire le opere di sbarramento sul Po in modo che possano servire anche per la navigazione fluviale, quando per essa arriverà il momento di passare dai progetti allo stadio esecutivo, si è deciso di dare corso intanto a risolvere il problema di un nuovo apporto di energia, della quale in tutta Italia in genere e in Torino in particolare vi è assillante bisogno.

L'impianto di Cimena ha la caratteristica degli impianti a grande portata ed a piccolo salto motore. Il corso d'acqua utilizzato è il Po, fiume a portata piuttosto irregolare con due magre una invernale ed una estiva e due morbide, una primaverile ed una invernale.

L'esame delle rilevazioni idrografiche estese ad un cospicuo numero di anni ha fatto decidere per la portata massima di 110 m³/sec. assicurata per 200 giorni all'anno e ne è risultata una portata media di 90 m³/sec. oltre ai diritti di irrigazione e al fabbisogno previsto per il futuro canale navigabile.

L'irregolarità dei deflussi fa sì che l'impianto di Cimena deve essere utilizzato insieme ad altri importanti impianti a regolazione, ma la sua caratteristica è di grande utilità per la possibilità di sfruttare la piovosità della pianura e delle prealpi, precisamente: al termine dell'inverno quando stanno per esaurirsi le riserve dei serbatoi e non è ancora iniziato lo scioglimento delle nevi e al termine del periodo autunnale ritardando l'inizio dello svaso dei serbatoi.

La produzione dell'impianto in anno idrologico normale è di 134 milioni di kwh di cui 70,7 milioni nei sei mesi cosiddetti invernali da ottobre a marzo e 63,3 negli altri sei mesi cosiddetti estivi.

Esaminando lo schema dell'impianto si hanno nell'ordine: lo sbarramento sul Po con diga in parte mobile e in parte fissa; l'opera di presa in sponda destra con bacino di calma e dispositivi per il dissabbiamento; il canale all'aperto tra S. Mauro e la piana di S. Raffaele; la galleria a pelo libero da Piana S. Raffaele a cascina Galleani; la vasca di carico con sfioratori laterali; la centrale; il canale di scarico e restituzione.

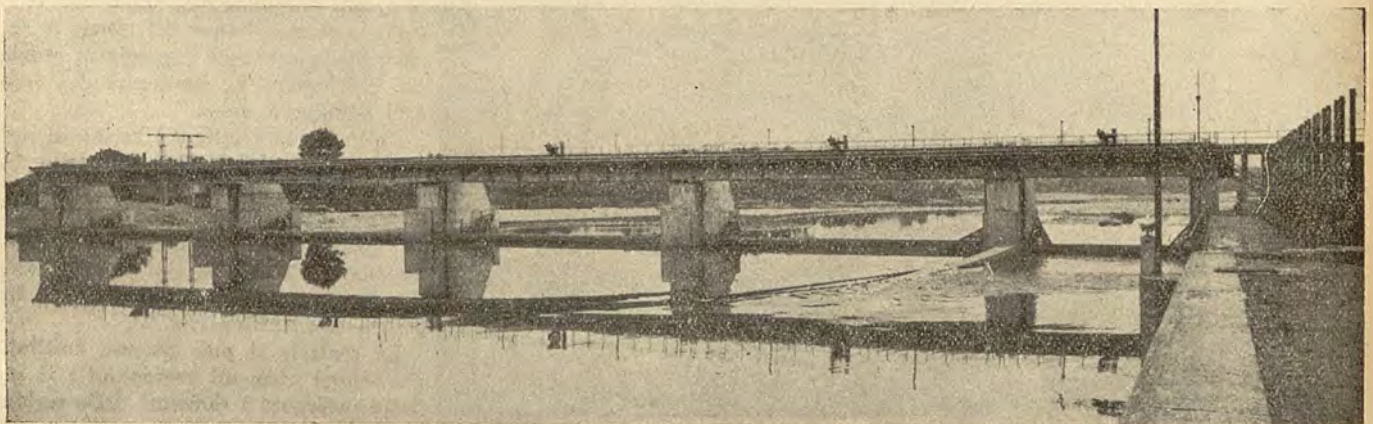
Lo schema altimetrico mostra che, con tutte queste opere, alla Centrale si ottiene il salto motore medio di metri 23,07.

Per la progettazione e la costruzione dell'impianto di Cimena, sono occorsi diversi lavori preliminari, fra i quali gli studi idrologici e le ricerche geognostiche sulla falda marnoso-arenacea che costituisce la massa collinare, e sono anche state svolte delle ricerche su modelli, ad esempio per controllare il funzionamento degli scarichi di superficie alla camera di carico e del dispositivo dissipatore dell'energia. Si sono così trovati tutti gli elementi per una sicura esecuzione delle opere.

Sbarramento ed opere di presa.

Lo sbarramento attraverso il corso del Po è stato dimensionato in tutte le sue

Fig. 1 - Sbarramento sul Po.



parti per il caso della piena eccezionale di $2800 \text{ m}^3/\text{sec.}$, mentre le opere di presa sono state previste per la derivazione di $110 \text{ m}^3/\text{sec.}$, che rappresenta la portata massima del canale derivatore dell'impianto.

Una diga fissa sfiorante ed una diga a paratoie a settore costituiscono lo sbarramento che, procedendo verso destra, presenta: la diga sfiorante lunga metri 56,37, quattro paratoie a settore circolare, ciascuna lunga m 25 con altezza di ritenuta di m 2,80, ed una paratoia a settore di m 12,37 con ritenuta di m 3,50, e quindi con soglia di m 0,70 più

in basso delle altre, la quale provvede allo scarico dei depositi solidi dal calzone sghiaiatore antistante alle bocche di presa (fig. 1).

Sulla sponda destra, perpendicolarmente allo sbarramento, si trovano le opere di presa, costituite da sedici « bocche » della luce di m 3,30 con altezza d'acqua di m 2, e soglia sopraelevata sul fondo, da m 1,40 a valle a m 0,80 a monte.

Le bocche di presa sono protette a monte da un'unica griglia lunga m 60 e singolarmente sono chiudibili con paratoie piane.

Tutto il complesso dello sbarramento

delle prese è stato impostato, con fondazioni a cassoni affondati ad aria compressa, sullo strato marnoso che si trova sotto l'alveo del fiume a profondità variabile da 8 a 12 metri.

Dopo le opere di presa, trovasi un bacino di calma con i dispositivi di sghiaimento e dissabbiamento.

Canale derivatore.

All'aperto. — Si svolge parte in scavo completo e parte con sponde parzialmente o completamente rilevate, e presenta una sezione trapezia larga alla base m 10,20 con inclinazione delle sponde 1/1. La pendenza del fondo è di m 0,20 per mille e l'altezza d'acqua nel canale colla massima portata raggiunge m 4,40. Lunghezza m 8460.

Presenta particolari caratteristiche il rivestimento delle pareti eseguito con dei blocchetti di calcestruzzo prefabbricati.

In galleria. — La galleria è costruita con sezione a ferro di cavallo, circonscritta ad un cerchio del diametro di m 9,20; l'altezza è di m 9,20, la sezione libera di m^2 70 e la sezione liquida di m^2 59,50.

La galleria è stata perforata a mezzo di martelli ad aria compressa con una velocità media di avanzamento di m 1,50 al giorno.

Lunghezza m 4.480 di cui 4.118 in galleria naturale e 262 in galleria artificiale.

Bacino di carico e centrale.

Alla galleria fa seguito il bacino di carico a pianta trapezoidale lungo m 80 e largo m 29 alla testata di innesto delle condotte forzate, con altezza d'acqua di m 7,20 all'inizio e m 8,80 alla fine. I muri di sostegno delle sponde sono cavi, e nelle cavità, che costituiscono altrettanti pozzi, cade l'acqua che sfiora dalle sommità dei muri stessi. I pozzi fanno capo a due gallerie poste lungo i muraglioni nelle loro fondazioni, ossia sotto il fondo del bacino. Queste gallerie sono continuate da due condotte di cemento che si riuniscono in un collettore sotto il canale di scarico (fig. 2).

In questo collettore sono aperte delle luci che diffondono le acque di sfioro sotto lo strato d'acqua del canale di scarico, dissipando così l'energia di caduta, ed assicurando la continuità del regolare deflusso a valle.

Nella testata a valle del bacino di carico sono ricavati gli imbocchi delle due condotte forzate, di sezione circolare, in cemento armato, con diametro di m 4,20, le quali sono brevissime misurando appena m 16 tra la fine del raccordo d'imbocco e l'inizio del raccordo metallico alla turbina (fig. 3).

La centrale si può pensare costituita da diversi elementi sovrapposti: il più basso incorpora i diffusori delle turbine

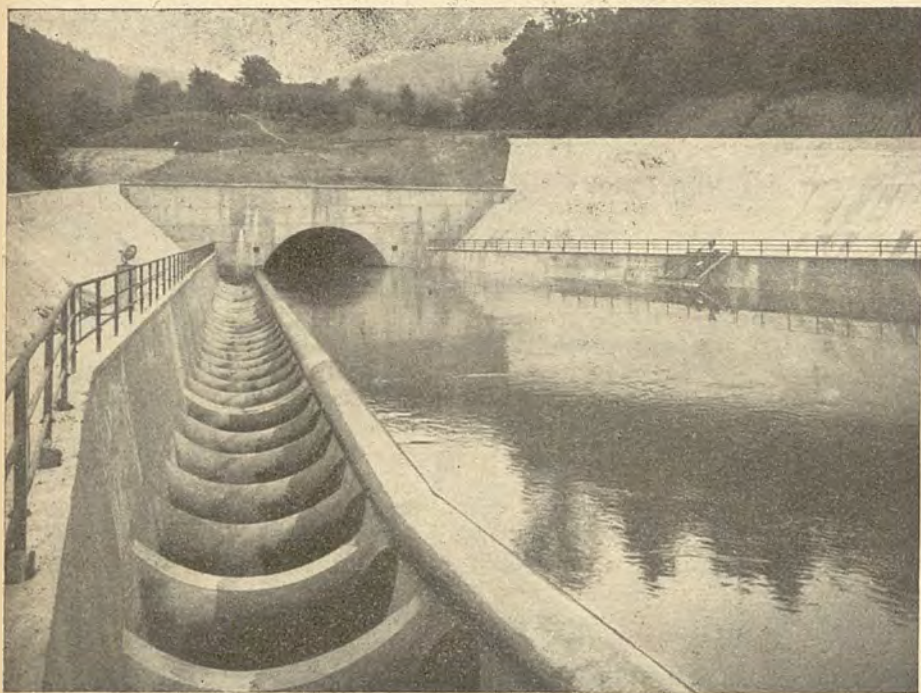
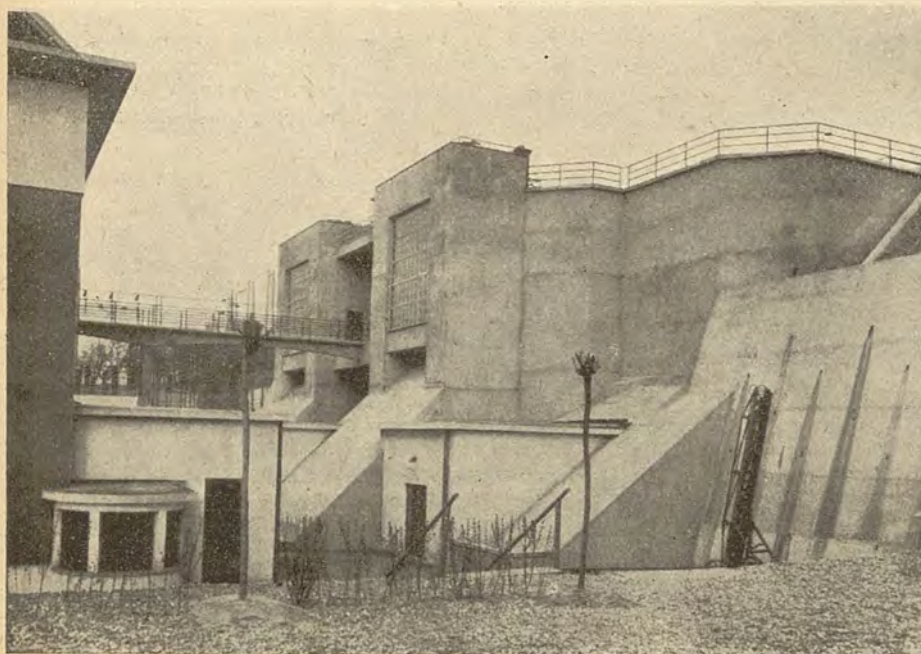
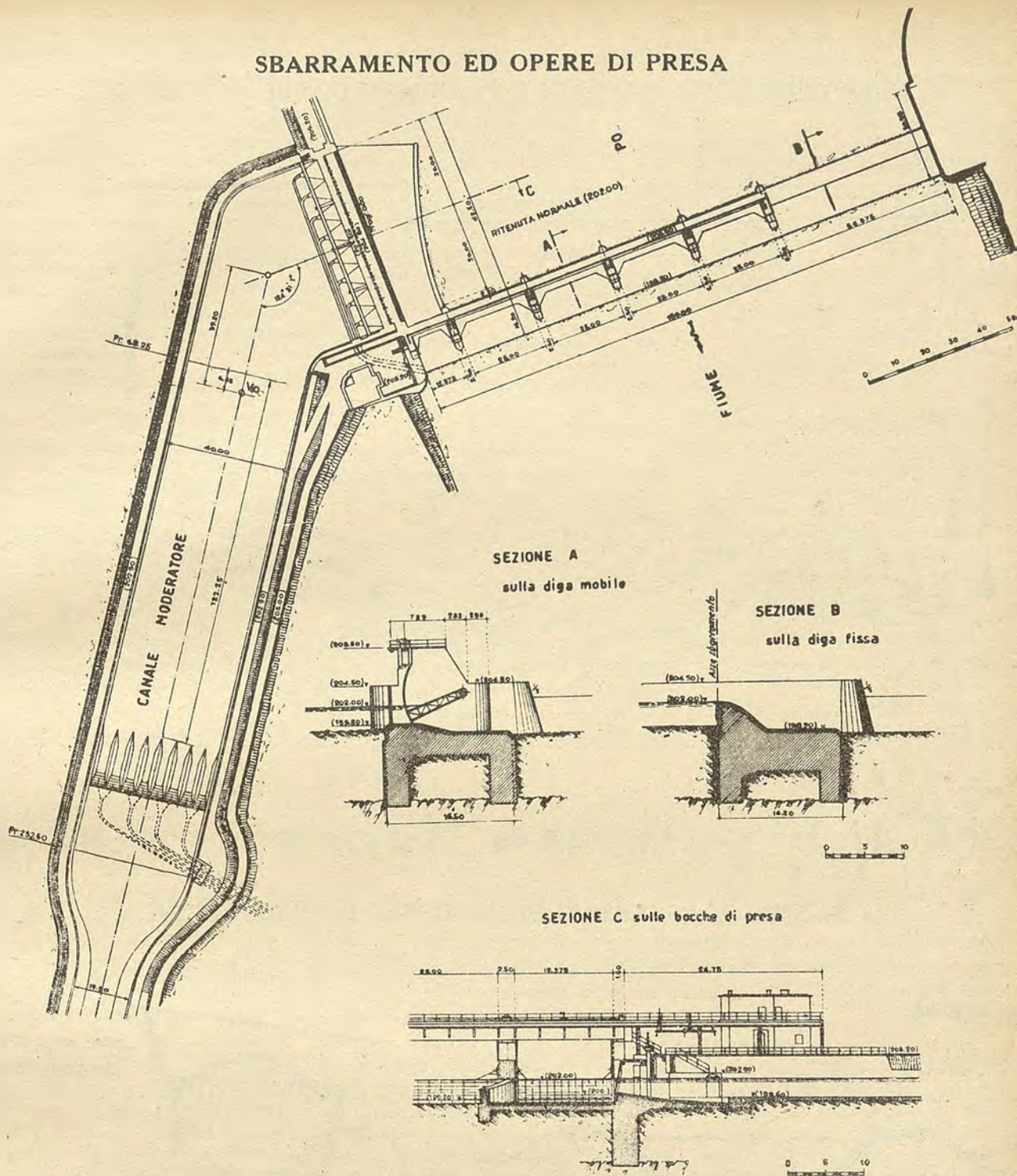


Fig. 2 - Bacino di carico.

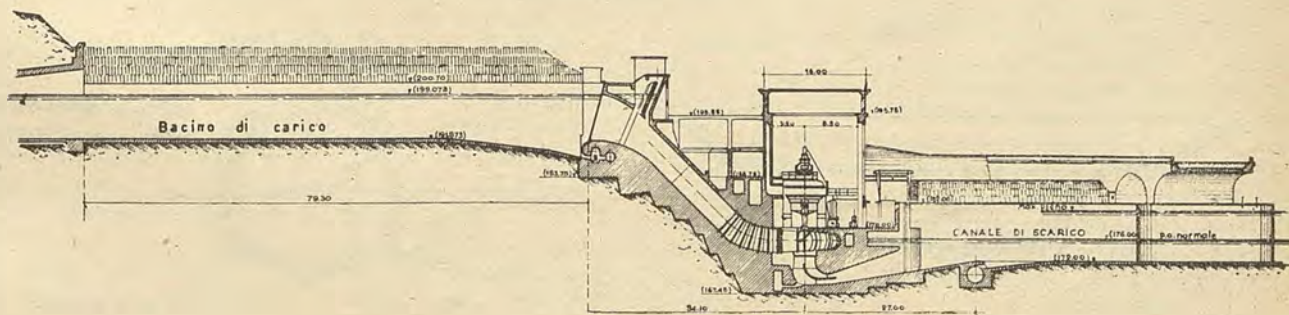
Fig. 3 - Testata bacino di carico e condotte forzate.



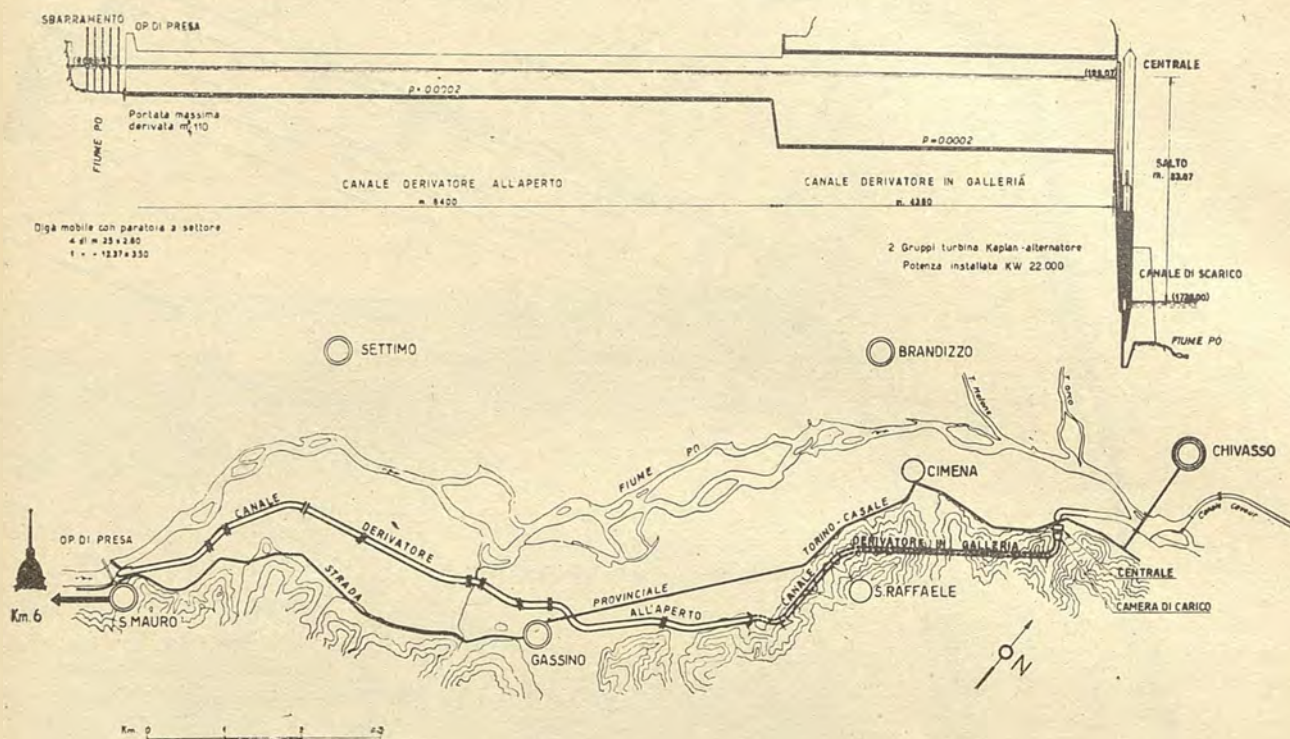
SBARRAMENTO ED OPERE DI PRESA



SEZIONE LONGITUDINALE DEL NODO DELLA CENTRALE



PROFILO LONGITUDINALE E PLANIMETRIA DELL'IMPIANTO



SEZIONI TRASVERSALI DELLE OPERE DI DERIVAZIONE

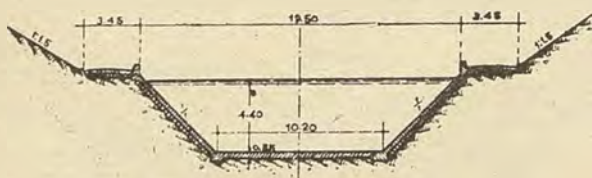
ALL'APERTO

in rilevato

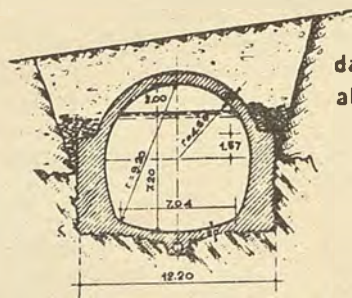


dalla progr. 266.50
alla progr. 8672.08

in trincea

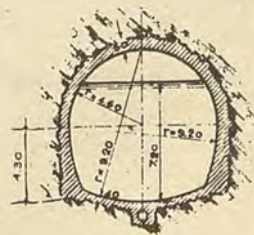


IN GALLERIA ARTIFICIALE

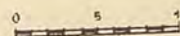


dalla progr. 8087.06
alla progr. 8949.50

IN GALLERIA



dalla progr. 8949.50
alla progr. 13067.08



ed è alto m 6,50; il secondo è la sede delle turbine con i relativi distributori ed è pure alto m 6,50; il terzo è costituito dall'intelaiatura di supporto degli alternatori ed è alto m 3; infine su questi tre elementi s'innalza la centrale propriamente detta alta circa 16 m. Complessivamente dal piano di fondazione alla linea di gronda la centrale è alta m 32 e per m 18 risulta incassata in un enorme scavo. Al corpo della centrale, formante una sala lunga m 47,40 e larga m 13,50, sono aggiunti dei locali a monte per il quadro, le apparecchiature elettriche ed i servizi accessori, e dei locali a valle con i servizi idraulici e le panchine per la chiusura dei diffusori.

Il macchinario ed il montaggio elettrico.

Le turbine idrauliche, della Società Franco Tosi, consentono un elevato rendimento con portate e dislivelli variabili, essendo del tipo Kaplan ad asse verticale con regolazione automatica delle pale della ruota combinata con quella pure automatica delle direttrici del distributore.

Sotto il salto motore medio dell'impianto e con una portata di 55 m³/sec. raggiungono una potenza resa all'asse di 11.000 kW cadauna alla velocità di 214 giri.

La girante Kaplan con 6 pale mobili

in acciaio inossidabile ha un diametro di m 3,04; le pale, mediante bielle ed un'asta, sono collegate ad un servomotore situato in prossimità del giunto.

Al piano delle turbine sono sistemati i regolatori di velocità a pressione costante d'olio del tipo a massa liquida e ad azione accelerotachimetrica; il pendolo è comandato da un motore elettrico alimentato da un alternatore ausiliario montato sull'asse dell'alternatore subito al disopra del rotore dell'eccitatrice principale. La lunghezza dell'albero della turbina dal giunto di accoppiamento fino all'ogiva della girante è di m 8,10.

Gli alternatori sono sistemati su una struttura in cemento armato costituita da pilastri di fondazione collegati da robuste travi.

Essi sono di costruzione Tecnomasio Italiano Brown Boveri, per una potenza unitaria normale continuativa di 15.000 kVA alla tensione di 6600 V. e presentano un diametro esterno del mantello di m 7,10 ed un peso totale di 184 t (di cui 90 t della ruota polare) ed hanno una lunghezza d'albero, dal giunto di accoppiamento, di m 7,35.

Sulla crociera superiore degli alternatori, opportunamente dimensionata in modo da garantire una freccia minima al carico di 300 t dovuto al peso della parte rotante della turbina nonché alla spinta idraulica, è montato, in apposito

cassone munito di serpentino per il raffreddamento dell'olio, il supporto di spinta a pattini multipli flessibili tipo Charmilles-Tosi.

Ritengo opportuno dire che dal consuntivo risultano impiegati:

Manodopera	ore 20 milioni
Energia elettrica	kWh 19 milioni
Esplosivo	Kg. 250.000
Miccia	» 1.300
Capsule	N° 980.000
Legname	mc. 15.000
Ferro per c. a.	Kg. 800.000
Cemento	Q.li 700.000

e si sono eseguiti:

scavi all'aperto	mc. 670.000
scavi in galleria	» 300.000
riporti	» 325.000
calcestruzzi	» 270.000

La costruzione dell'impianto si è iniziata nell'estate 1941 ed è stata sospesa all'inizio del 1944 per ordine delle autorità di occupazione, che si sono servite della galleria per installarvi il macchinario di stabilimenti meccanici e farlo funzionare al sicuro dalle incursioni aeree. Ripresi i lavori nel 1946 la prima macchina è entrata in funzione nel gennaio 1949 e la seconda nel settembre del 1949. L'inaugurazione della Centrale, dopo ultimate le opere di finimento, si è fatta alla presenza del Presidente della Repubblica il 6 novembre 1949.

LUIGI SELMO.

Le ferrovie nell'America del Sud

Le Ferrovie del Sud America hanno uno sviluppo di poco più di 100.000 Km., la maggior parte dei quali a scartamento di mm. 1.000 e 1.675. Linee arditissime, che superano talvolta i 4.800 metri di altezza, attraversano in più punti la Cordigliera delle Ande. Dopo la guerra si sono affrontati notevoli programmi di rinnovamento, cui è per altro di ostacolo la situazione deficitaria di quasi tutte le amministrazioni ferroviarie. Per i trasporti viaggiatori a lunga distanza i servizi aerei hanno assorbito la maggior parte del traffico. Ambiziosi progetti di allacciamenti transcontinentali sono in parte in attuazione ed in parte ancora allo stadio preliminare.

Il grande interesse che soprattutto negli anni del dopoguerra hanno suscitato in Italia i problemi tecnici, commerciali ed economici del Sud America, mi fa ritenere che saranno gradite brevi informazioni sulla situazione delle Ferrovie nell'America Meridionale, sui loro programmi di estensione e sulle loro possibilità attuali e future.

Distribuzione delle strade ferrate.

La distribuzione delle linee ferroviarie Sud-americane, così profondamente dissimile da quella delle linee Europee, è la logica conseguenza del diversissimo sviluppo storico ed economico dei due continenti.

La nascita delle Ferrovie ha trovato in Europa una già preesistente e stabile

situazione di traffici, di legami, di scambi che si svolgevano lungo strade e corsi d'acqua ed attraverso valichi, che già da secoli univano fra loro i centri del nostro Continente. La Ferrovia ha dovuto perciò potenziare queste stesse correnti di traffici collegando insieme prima i centri più importanti, poi i centri minori; superando con gallerie le catene di monti al disotto dei valichi millenari, di modo che il complesso delle strade ferrate ha naturalmente e logicamente acquistato la caratteristica configurazione di rete.

Del tutto opposto è il modo in cui si sono sviluppate le ferrovie nel Sud America ove la distribuzione delle linee ferroviarie materializza in un certo senso il cammino percorso dalla penetrazione europea, che si è valsa della strada fer-

rata per progredire dal mare verso l'interno del Continente.

L'economia Sud-americana, che fino agli ultimi anni prima della seconda guerra mondiale era quasi esclusivamente orientata su scambi di prodotti agricoli o minerari con prodotti industriali acquistati in Europa, Nord America e in Giappone, ha favorito lo sviluppo di numerose linee fra loro indipendenti che partono dai grandi porti per raggiungere nell'interno i territori di produzione agricola più importanti. Gli addensamenti più caratteristici si hanno intorno ai porti di Rio de Janeiro, di Montevideo e Buenos Ayres; da quest'ultimo, ad es., si irradiano verso l'interno più di venti linee ferroviarie. I collegamenti trasversali invece sono scarsissimi e, dove esistono, mal serviti e pochissimo utilizzati (tav. 1).

La configurazione ferroviaria descritta costituisce oggi uno dei più gravi ostacoli allo sviluppo dei recenti programmi di industrializzazione. Cito il caso dell'Argentina ove le comunicazioni tra i vari centri industriali, che vanno sorgendo nell'interno della Repubblica, non sono praticamente possibili che per via Buenos Aires, con ritardi e maggior costo dei trasporti ed in definitiva diminuita economia ed efficienza di produzione.

Fra tutte le Repubbliche del Sud America soltanto tre hanno uno sviluppo ferroviario di rilievo. Esse sono: l'Argentina, il Brasile, il Cile, che posseggono circa l'85 % delle linee ferroviarie e il 90 % del traffico di tutto il Continente. D'altra parte anche in campo politico, economico, industriale, il complesso delle tre Repubbliche denominato A.B.C., ha un'importanza veramente preponderante sul resto del Continente.

L'Argentina ha il maggior sviluppo ferroviario sia, in senso assoluto, come lunghezza totale di linee ed entità di trasporti, sia in senso relativo, come chilometri di ferrovie e unità di traffico, riferiti al numero degli abitanti e alla superficie del territorio nazionale. Le ferrovie argentine, nella loro quasi totalità, costituiscono effettivamente un sistema organico e, con o senza trasbordi per la variazione di scartamento, sono tutte praticamente fra loro collegate.

In Brasile, nonostante che la popolazione e la superficie siano circa triple di quelle Argentine, lo sviluppo delle linee ferroviarie, la dotazione di materiale rotabile e l'entità dei trasporti sono poco diversi da quelli dell'Argentina. Molte linee ferroviarie non fanno parte di un sistema organico, ma costituiscono tronchi staccati destinati al traffico prevalentemente locale. Da ricordare il caso della ferrovia Madeira-Mamoré di circa 200 km., completamente isolata nel cuore del continente, costruita con lo scopo di collegare i tratti navigabili dei due fiumi omonimi che, nel percorso fiancheggiato dalla ferrovia, non sono praticabili per la frequente presenza di rapide e piccole cascate. E' questo un esempio tipico del fatto che in Sud America le ferrovie sono sorte soprattutto per integrare i trasporti per via d'acqua, siano essi marittimi o fluviali.

In Cile la distribuzione delle linee ferroviarie è strettamente collegata alla configurazione geografica del paese. Questa nazione, che per quasi 4000 km. si stende fra la Cordigliera e il Pacifico toccando la zona tropicale a Nord e la zona dell'Antartide a Sud, ha una larghezza estremamente ridotta che in molti punti risulta di poco superiore ai 100 chilometri. Il complesso ferroviario di questo paese è essenzialmente costituito da una lunghissima linea longitudinale dalla quale si staccano un certo numero di brevi diramazioni.

Delle altre Repubbliche Sud-americane, hanno ferrovie di qualche importanza l'Uruguay, che ha il privilegio di possedere su tutti i suoi 3000 km. di linee, lo scartamento normale di 1.435 mm., il Perù e la Columbia che hanno circa 3500 km. di linee ciascuna; la Bolivia che, unico paese interamente continentale del Sud America, ha nelle linee ferroviarie il solo mezzo di comunicazione con gli Oceani.

Del tutto secondaria invece è l'attività ferroviaria nelle restanti repubbliche: Paraguay, Ecuador e Venezuela, nelle quali la dotazione di materiale rotabile è minima e l'entità del traffico è quasi irrilevante.

La Guyana, unico possedimento coloniale del Sud America, ha poche centinaia di chilometri di strade ferrate, con un traffico di minima importanza.

Le Ferrovie Transcordigliera.

Queste linee che collegano la parte orientale del Continente valicando in più punti l'altissima catena delle Ande, meritano per la loro arditaggine e per le loro caratteristiche di essere particolarmente ricordate.

La più conosciuta è la ferrovia cosiddetta Transandina che unisce con una linea di 250 km. a scartamento di 1 mt. Mendoza (Argentina) con Los Andes (Cile). La Cordigliera viene valicata a 3200 mt. d'altezza con una galleria di 3 km. Questa Ferrovia aperta al traffico nel 1910 e costituita inizialmente come Società privata, ebbe sempre gravi difficoltà finanziarie, in relazione all'elevato costo dell'esercizio ed all'esiguità dei traffici che su di essa si svolgevano. Attualmente il solo tratto cileno mantiene la struttura di Società azionaria, il cui capitale appartiene però quasi totalmente allo Stato Cileno, il tratto Argentino è invece incorporato nel F. C. San Martin (ex F. C. Buenos Aires al Pacifico).

Le pendenze più accentuate, fino all'80 ‰, esistono nel tratto Cileno e vengono superate con cremagliere. Nel suo tratto centrale la linea si svolge attraverso un imponente scenario di elevatissime montagne, e corre in parte sulle pendici dell'Aconcagua (m. 7040) che è la più alta cima di tutto l'emisfero australe. Nel 1934 una ciclopica frana di acqua e roccia dovuta all'improvvisa rottura di un argine di ghiaccio che aveva chiuso il Rio Plomo, creandovi naturalmente un immenso serbatoio montano, portò via alcuni chilometri di linea. Il traffico rimase limitato ai soli servizi viaggiatori (con trasbordo) per ben nove anni e fu normalizzato soltanto nel 1943.

Spostandosi verso nord si incontra la linea da Antofagasta a Salta (860 km.) ultimata nel 1948 e sulla quale praticamente appena ora si sta iniziando il regolare esercizio.

Per 450 km., e cioè per più di metà del suo percorso, la linea si mantiene ad un'altezza superiore a 3500 mt.; le regioni attraversate sono tra le più desolate ed aride del mondo intero; un lungo tratto, circa 40 km., corre su un deserto di sale, sopra il quale è direttamente posato l'armamento. La costruzione della linea è ispirata a concetti più moderni del Transandino e, per quanto anch'essa attraversi la Cordigliera ad un'altezza elevatissima (4470 mt.), le pendenze massime non arrivano che al 30-31 ‰. Nella parte più alta la ferrovia interessa zone di inestimabile ricchezza dal punto di vista minerario (zolfo e rame) delle quali solo l'inaccessibilità dei giacimenti e l'insospitalità delle regioni, ha finora reso impossibile lo sfruttamento.

La linea Antofagasta-Socompa-Salta è destinata, secondo l'intenzione dei governi Argentino e Cileno che ne hanno finanziata la costruzione, durata quasi 30 anni e costata più di 30 miliardi, ad aumentare decisamente l'attività del porto di Antofagasta ed a dar grande impulso alle esportazioni ed importazioni delle province del nord dell'Argentina verso gli Stati Uniti. Prima dell'apertura della nuova linea le comunicazioni di Salta con New York si dovevano svolgere via Buenos Ayres con un percorso complessivamente più lungo dell'attuale di 2000 miglia marine e 800 km. di strade ferrate. Il collegamento Salta-San Francisco risulta diminuito di addirittura 5000 miglia marine. L'apertura di questa nuova linea si è verificata in un momento di grave crisi economica e soprattutto valutaria per la maggior parte dei Paesi dell'America del Sud, di modo che gli scambi col Nord America, una volta attivissimi, sono ora praticamente paralizzati. Per il momento perciò non si sono realizzate le interessanti prospettive di utilizzazione che avevano animato la costruzione di questa arditissima ferrovia.

Ancora più a Nord troviamo la Antofagasta-Bolivia-Railway di proprietà inglese che, costruita nel 1890 con lo scartamento di mt. 0,76, fu nel 1928 trasformata nello scartamento di 1 mt., onde collegarsi con la rete ferroviaria Boliviana. Nel punto più alto raggiunge i 4500 mt. e una delle diramazioni, i 4800 metri. E' la più attiva delle ferrovie Transcordigliera e raggiunge normalmente un traffico di 150.000 tonnellate di merce all'anno.

Un più diretto collegamento fra la Bolivia e l'Oceano è realizzato con la ferrovia la Paz-Arica (km. 440), costruita per impegni presi fra la Bolivia e il Cile nel trattato di pace che nell'anno 1904, concluse la guerra del Pacifico.

Il tratto Boliviano da la Paz al confine si sviluppa completamente sull'altipiano ad un'altezza fra 4000 e 4300 mt. e non presenta né dislivelli importanti,

nè difficoltà di tracciato. Completamente diverso è il tratto Cileno che è tutto in pendenza fortissima e che per 40 chilometri è munito di cremagliera affinché i treni possano superare un gradiente del 60 per mille.

Fra Perù e Bolivia non vi è collegamento ferroviario diretto; il viaggio ferroviario dalla capitale Boliviana al porto di Mollendo nel Perù, è interrotto da un percorso di 40 km. in battello a vapore sul lago Titicaca, fra i porti lacuali di Guaqui e di Puno. Il tratto di ferrovia Guaqui-La Paz sull'altopiano Boliviano è a scartamento metrico e corre ai piedi del monte Illampu (6500 metri), che coi suoi meravigliosi ghiacciai offre, in piena zona tropicale, una imponente e indimenticabile visione di maestà e bellezza. La ferrovia Peruana del Sud da Mollendo a Puno è invece a scartamento 1435 e valica la Cordigliera 4470 mt. per poi ridiscendere a 3800 mt. sulle rive dell'immenso lago. La pendenza massima raggiunge il 40 ‰.

Infine dal porto di El Callao a pochi Km. da Lima, capitale del Perù, prende origine un'altra importante linea di valico a scartamento normale che supera la Cordigliera a 4500 mt. circa e raggiunge con una delle sue diramazioni la straordinaria quota di 4830 mt., 20 mt. cioè più dell'altezza del monte Bianco.

Scartamento delle varie linee.

L'America del Sud è il continente nel quale più grave è l'eterogeneità degli scartamenti. A prescindere dagli scartamenti minori di 1 mt., predominano nel Sud America quattro scartamenti fondamentali:

1) Scartamento di 1676 mm., caratteristico come è noto, della penisola Iberica, India e Colonie Spagnole. Questo scartamento predomina in Argentina e Cile al di sotto del 31° parallelo.

2) Scartamento di mm. 1600. Esiste esclusivamente in Brasile, ove si sviluppa per 2300 Km. di linee (delle quali 600 Km. elettrificate), che sono fra le più importanti di quella Nazione.

3) Scartamento normale di mm. 1435. È l'unico scartamento dell'Uruguay e del Paraguay e principale scartamento del Perù, mentre nella Repubblica Argentina è limitato alle province di Entre Rios, Corrientes e Misiones (la così detta Mesopotamia Argentina), fra i fiumi Uruguay e Paraná.

4) Scartamento di 1 mt. che è effettivamente il più diffuso (circa il 60 %), nel Sud America. Predomina nel nord dell'Argentina e del Cile, in tutta la Bolivia, nel Brasile, e nelle Repubbliche della Zona Equatoriale.

Gli scartamenti minori di 1 mt. interessano in tutto 2500 Km. di linee di importanza ridottissima.

La diversità degli scartamenti costituisce effettivamente un ostacolo gravissimo allo sviluppo di importanti traffici internazionali. Ad es. fra Argentina e Brasile, non è possibile il collegamento ferroviario senza trasbordo.

Altra linea molto sacrificata per la diversità di scartamento è il già ricordato Transandino che col scartamento di 1 mt. si inserisce fra due linee di scartamento 1676.

Si parla frequentemente nel Sud America di programma di unificazione di scartamenti sia nell'ambito delle varie nazioni sia nell'ambito continentale. Allo stato attuale delle cose e soprattutto in relazione alle critiche situazioni finanziarie di tutte le amministrazioni ferroviarie Sud Americane, un programma di questo genere è affatto irrealizzabile, nè d'altra parte esso porterebbe vantaggi proporzionati all'immensità della spesa, dato che in realtà, fatta eccezione della Bolivia, la maggior parte dei traffici in-

ternazionali si svolge per via marittima o fluviale. Ciò non di meno qualche trasformazione di scartamento verrà prima o poi realizzata e tra esse la più importante sarà probabilmente la trasformazione da 1435 mm. a 1 mt. delle linee argentine che si collegano al Brasile. Per continuare ad utilizzare il materiale della linea di 1435 mm. le ferrovie Argentine esaminano anche la possibilità di posare su queste linee una terza rotaia intermedia alle due esistenti, in modo da utilizzare contemporaneamente i due scartamenti. Modifiche di scartamenti sono già state eseguite oltre che sulla Antofagasta-Bolivia-Railway anche sulle linee del Paraguay che nate di un metro, furono trasformate a 1435 mm. a spese dello Stato Argentino che era interessato a realizzare una comunicazione diretta fra Buenos Ayres e Assuncion.

Traffico viaggiatori e merci sulle varie linee.

Diversissima è l'intensità di utilizzazione delle varie linee; mentre alcuni tratti di ferrovie intorno a Buenos Ayres sono giornalmente percorsi da centinaia di coppie di treni, vi sono altre linee, ad esempio nella Patagonia o nel Nord del Cile, sulle quali in tutto l'anno si trasportano poche migliaia di tonn. di merci. Nella tabella che segue vediamo, distinti per Nazione, i dati essenziali del traffico viaggiatori e merci.

Per l'Argentina va tenuto presente che nel numero totale di viaggiatori trasportati sono compresi anche quelli che utilizzano le linee ferroviarie nelle immediate vicinanze di Buenos Ayres, dove in un raggio inferiore a 50 Km. si trasportano almeno il 30 % dei viaggiatori di tutta la Repubblica.

Si pensi che nelle 35 stazioni della capitale e dei sobborghi più prossimi prendono il treno tanti viaggiatori,

DOTAZIONE DI MATERIALE ROTABILE ED ENTITÀ DEL TRAFFICO

	Lunghezza delle linee ferroviarie in Km.			N. Locomotive	N. vetture comprese automotrici	N. Carri e furgoni	N. viaggiatori (milioni)	Viaggiatori Km. (milioni)	Tonnellate trasportate (milioni)	Tonnellate Km. (milioni)
	SCARTAMENTO m/m									
	1.676 o 1.600	1.435	1.067-1.000 e minori							
ARGENTINA	24.100	3.400	15.100	4.200	4.300	89.000	330	8.800	52	17.500
BRASILE	2.300		33.100	3.200	4.200	49.000	310	9.700	36,50	6.700
CILE	2.900	500	5.500	1.200	1.400	9.200	24	1.500	13,2	2.300
URUGUAY		3.000		190	220	4.000	7	300	2,1	340
COLUMBIA *			3.500	330	650	3.500	13	600	3,5	390
PERU' *		2.500	1.000	210	250	3.100	6	300	3,5	410
BOLIVIA *			2.200	70	170	1.000	1,9	150	1,5	250
VENEZUELA *			950	70	110	500	0,5	20	0,5	60
PARAGUAY *		450		25	50	500	2	50	0,25	30
EQUADOR *			1.300	30	35	400	1,8	120	0,45	80

* Dati aggiornati agli anni 1946-1947.

quantità nelle altre 2800 stazioni della Repubblica. Nel 24 % delle stazioni Argentine, il numero medio dei viaggiatori partenti risulta inferiore ad 1 al giorno.

La relativa scarsità del traffico ferroviario, specialmente di quello viaggiatori, è dovuta non soltanto alla bassa densità di popolazione del continente, ma anche all'insufficienza ed alla lentezza dei mezzi di trasporto.

La velocità commerciale dei treni viaggiatori è in genere molto bassa, fatta eccezione per alcuni servizi fatti con automotrici e per pochi treni diretti che tengono una media di 70 Km. ora sugli scartamenti grandi e di 40 sugli scartamenti di 1 mt. e inferiori. Ciò viene aggravato dal fatto che di solito i treni viaggiatori non sono giornalieri; ma su molte linee importanti interne ed internazionali i treni sono periodici (2 o 3 volte la settimana). La necessità di usare le vetture letto data la lunga durata dei viaggi, crea un altro grave imbarazzo, poichè le prenotazioni devono essere fatte con fortissimo anticipo; la necessità delle prenotazioni esiste anche molte volte per i posti ordinari, al punto che nella stagione estiva i treni diretti alle località di villeggiatura risultano completamente prenotati per la durata di qualche settimana.

Non può stupire se in queste circostanze la concorrenza dei trasporti aerei è fortissima. Si può dire che nei servizi internazionali il movimento viaggiatori per ferrovia è insignificante, rispetto a quello che si effettua sulle linee aeree. Da Buenos Ayres a Santiago del Cile, ad esempio, viaggiano annualmente poche migliaia di viaggiatori usando il lento Transandino (circa 40 ore di viaggio) mentre tre compagnie aeree effettuano nei due sensi due o tre voli giornalieri (durata del viaggio ore 2,45) e trasportano una massa di viaggiatori enormemente superiore. Anche il collegamento ferroviario Buenos Ayres-Assuncion (Paraguay) richiede due giorni e mezzo di viaggio, mentre servizi aerei bisettimanali eseguono il servizio in cinque ore. Quasi tutte le capitali Sud Americane non sono d'altra parte collegate ferroviariamente, laddove collegamenti aerei diretti o con trasbordo sono sempre assicurati con frequenza e rapidità veramente soddisfacenti.

Anche nell'interno delle varie Repubbliche, le comunicazioni aeree sono intensamente utilizzate per le grandi distanze; così da Buenos Ayres a S. Carlos de Bariloche, l'incantevole centro di turismo estivo ed invernale del Sud, l'aereo supera in cinque ore i 1700 Km., che richiedono in treno 40 e più ore di viaggio. In Cile pochissimi viaggiatori utilizzano in tutto il percorso la ferrovia longitudinale del Nord, mentre gli aerei viaggiano sempre col pieno carico di passeggeri. Nelle montagne della Bolivia

vi sono comunicazioni (per es.; La Paz-Cochabamba) che con un'ora di volo risparmiano più di 30 ore di massacrante viaggio in ferrovia; la lentezza del trasporto ferroviario è tale che anche i rifornimenti per la capitale di derrate deperibili vengono effettuate con speciali aerei da trasporto.

Meno grave è per il momento la concorrenza dei mezzi stradali di trasporto, che potrebbe essere ancora vantaggiosamente ridotta se le ferrovie potessero meglio far fronte alle richieste del pubblico. Le condizioni delle strade in questo vastissimo continente sono tutt'altro che buone; a parte alcune migliaia di Km. di strade asfaltate, la quasi totalità delle strade è malamente praticabile nei giorni di pioggia e si trova in condizioni di manutenzione non soddisfacenti. Date poi le grandissime distanze, la maggior economicità del trasporto sulla via ferrata fa passare in secondo piano i vantaggi accessori del servizio camionistico che possono invece risultare determinanti in quei paesi dove prevalgono brevi trasporti. Ciò nondimeno la concorrenza dei trasporti stradali preoccupa moltissimo gli ambienti ferroviari Sud Americani e nel recente Congresso dell'Avana sono stati invocati provvedimenti e piani finanziari per contenere l'utilizzazione degli autocarri.

Situazione economica dei vari esercizi.

La maggior parte delle ferrovie era sorta sotto forma di società private con sovvenzione da parte dello Stato, qualora il traffico non raggiungesse determinati minimi. In tutte le società ferroviarie il capitale era prevalentemente Britannico o Francese.

In Argentina e in Uruguay vi erano fin da prima della guerra anche importanti ferrovie statali gestite dai rispettivi Ministeri dei Lavori Pubblici. Il Ferrocarril de lo Estado, in Argentina, aveva 16.000 Km. di linea quasi tutti a scartamento di 1 mt.

Come è naturale, le Società private avevano disteso le loro linee per servire le regioni più ricche, nelle quali maggiori potevano essere i proventi del traffico mentre le linee dello Stato interessavano le regioni a più scarsa densità di popolazione e meno prosperose; in quanto proprio allo Stato spettava il compito di collegare alla Capitale ed al mare le regioni più povere e più arretrate, indipendentemente da ogni considerazione di carattere speculativo.

Negli anni della guerra ed immediatamente dopo le Società private incontrarono gravissime difficoltà a mantenere i loro servizi; l'approssimarsi della scadenza delle concessioni sconsigliava d'altra parte i grandi investimenti finanziari,

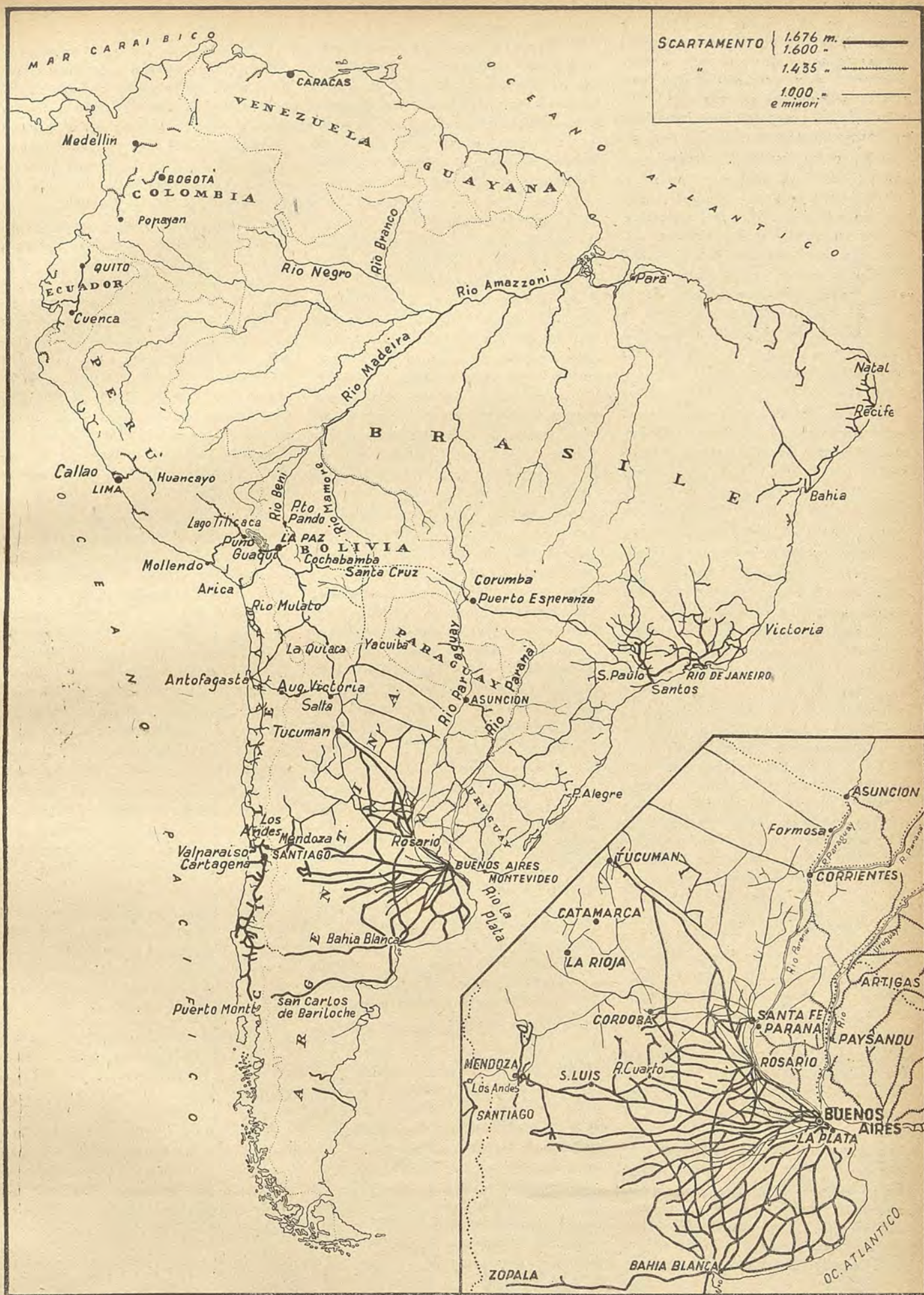
che sarebbero stati necessari per rimettere in efficienza gli impianti ed il materiale rotabile.

Approfitando di una temporanea larga disponibilità di valute pregiate, le Repubbliche dell'Argentina e dell'Uruguay, trattarono il riscatto di tutte le Ferrovie di proprietà straniera nel loro territorio e negli anni dal '46 al '49 conclusero e perfezionarono il trapasso di proprietà. L'acquisto fatto dallo Stato Argentino è imponente per sviluppo di linee e ricchezze di dotazioni. Si tratta di circa 26.000 Km. di ferrovia a scartamenti prevalentemente di 1676 e di 1435 mm., con tutto il materiale rotabile più le opere d'arte, stazioni, officine, magazzini e vastissime superfici di terreno. Venne fatto in seguito un raggruppamento di linee un po' diverso da quello che precedentemente si aveva con le varie Società, al fine di eliminare alcune incongruenze dovute al fatto che linee vicine ed aventi le stesse caratteristiche appartenevano spesso a Società diverse. In complesso però non è rimasta alterata che leggermente la struttura dalle preesistenti Società. I nuovi raggruppamenti di ferrovie vennero ribattezzati coi nomi dei più celebri generali della lotta per l'indipendenza Argentina. Così ad esempio l'importante Ferrocarril Central Argentino si chiama ora Ferrocarril Nacional General Bartolomé Mitre, l'ex F.C. Pacifico ha preso il nome del Generale San Martin, l'ex Sud è divenuto F.C. General Roca e le ex linee F.C. Estado, limitate ora a tutto il complesso dello scartamento di 1 mt., hanno preso il nome di F.C. General Belgrano.

La gestione successiva al riscatto di solito è risultata finanziariamente passiva e ciò sia per le basse tariffe che necessità politiche non hanno permesso di aumentare tempestivamente, sia per l'eccedenza del personale, sia infine per il deficit dello stato del materiale rotabile e delle linee che, come detto, le compagnie avevano lasciato deperire durante la guerra e non avevano rinnovato, risultando ormai vicina la scadenza delle concessioni.

Programmi di nuove linee e possibilità di potenziamento delle ferrovie attuali.

Numerosi sono i progetti più o meno approfonditi per le costruzioni di nuove linee soprattutto internazionali nel Sud America. Ricordiamo di essi soltanto i più importanti e quelli che già si trovano in fase di attuazione. Un grandioso problema che da decenni viene agitato e del quale per ora non si vede



la possibilità di soluzione per l'altissimo costo delle opere necessarie è quello della ferrovia Sud-Panamericana che dovrebbe costituire la spina dorsale di tutto il sistema ferroviario dell'America Meridionale ed assicurare la continuità delle comunicazioni ferroviarie dall'Argentina fino al Canale di Panama.

La più persuasiva delle soluzioni proposte è quella di allacciare con nuovi tronchi le già esistenti linee dell'Argentina, Bolivia, Perù, Ecuador, Columbia. Da Buenos Ayres al lago Titicaca già esiste un collegamento ferroviario di 2800 Km. a scartamento di 1 mt. Si pensa di costruire un allacciamento ferroviario da Guaqui a Puno per evitare il trasbordo sul lago. Una linea a grande altezza e lunga 900 Km. dovrebbe poi unire la Puno-Mollendo con la Huancaayo-Callao.

Con circa 1000 Km. di nuove linee sarebbe così realizzato il collegamento ferroviario Buenos Ayres-Lima con uno sviluppo di 4600 Km. Nel proseguimento verso Panama si potrebbero ancora utilizzare le linee Cuenca - Quito in Ecuador e Popoyan-Medellin in Columbia.

Il sempre maggiore sviluppo dell'aviazione civile e la concorrenza dei trasporti per via mare rendono per altro economicamente poco consigliabile una così grandiosa costruzione, che si potrebbe forse attuare soltanto per finalità strategiche di difesa del continente Sud Americano.

Delle ferrovie in fase di costruzione sono da ricordare innanzi tutto le linee che convergono verso Santa Cruz de la Sierra in Bolivia rispettivamente da Cochabamba (Bolivia), Corumba (Brasile), Yacuiba (Argentina). Il tratto Corumba-Santa Cruz in territorio Boliviano, viene costruito a spese delle ferrovie Brasiliane ed è quello che si trova in più avanzato stato di costruzione. Del tratto Cochabamba-Santa Cruz sono stati costruiti appena un centinaio di Km. ed il lavoro procede ora a rilento per difficoltà finanziarie. Al tratto che collega Santa Cruz con l'Argentina si è posto mano recentemente, essendo stata da poco ultimata la nuova linea che giunge alla stazione di frontiera di Yacuiba. Quando sarà compiuto questo importantissimo collegamento il Sud America avrà una nuova ferrovia Trascontinentale tutta a scartamento di 1 mt. che con un percorso di 4100 Km., unirà il porto di Santos in Brasile al porto di Arica in Cile.

Dalla costruzione di questi nuovi allacciamenti ferroviari dovrebbe ritrarre grand'impulso l'intercambio fra i tre stati confinanti: Brasile, Bolivia, Argentina e dovrebbero risultare efficacemente

valorizzate le ricchissime regioni del bassopiano Boliviano.

Ricordiamo ancora la ferrovia attualmente in costruzione in Bolivia che con un percorso di 500 Km. congiungerà la Paz a Porto Pando sul Rio Beni che è navigabile nella sua parte alta e che attraverso il collegamento ferroviario Mamoré-Madeira, si unisce al Rio delle Amazzoni ed all'Oceano Atlantico.

Un netto contrasto si rivela nelle ferrovie Sud Americane fra il vecchio e il moderno, fra il materiale sfruttato all'ultimo limite delle sue possibilità ed il materiale nuovissimo. Molte linee hanno le traverse posate direttamente sulla terra, senza ballast di nessuna specie. Si utilizzano ancora vecchissime rotaie consumate all'inverosimile con un peso per metro ridotto a meno di 20 Kg. Si vedono in circolazione locomotive del secolo passato e vetture in legno ridotte in condizioni pietose per il lungo uso e per la vetustà. Le stesse opere d'arte sono spesso deperite e mal conservate ad un punto che nessuna ferrovia Europea riterrebbe tollerabile; incidenti di esercizio relativamente frequenti sono la triste conseguenza di questo stato di cose.

Per contro, seppur non numerose, sono importanti le modernissime realizzazioni in tutti i campi dell'attività ferroviaria: elettrificazione, impiego di automotrici e di locomotive diesel-elettriche. Le elettrificazioni di maggior mole si hanno in Argentina per alcuni dei più frequentati percorsi delle linee suburbane; in Cile per la linea Santiago-Valparaiso con la derivazione fino a Los Andes dove ha termine la ferrovia Transandina (220 Km. in totale); in Brasile per circa 1000 Km. sulla Ferrovia Centrale, sulla ferrovia di Sorocabana e sulla ferrovia Paulista. In Argentina il servizio elettrico ferroviario è completamente a terza rotaia e viene svolto con elettromotrici (circa 500). In Brasile ed in Cile le elettrificazioni sono a 3000 volt in corrente continua e vengono usate sia elettromotrici rapide che locomotive di grande potenza.

Negli anni del dopoguerra industrie Nord Americane hanno fornito al Cile ed al Brasile locomotive elettriche a 3000 volt, corrente continua, di potenza fino a 4500 HP. L'impiego di automotrici ha avuto un grande sviluppo soprattutto in Argentina dove se ne hanno in servizio circa 250, in Cile dove sono in servizio piccole automotrici a due assi e, per la linea del Sud, dei moderni autotreni Diesel elettrici a tre corpi con l'impianto di aria condizionata, che percorrono in 16 ore i 1100

chilometri che separano Santiago da Puerto Montt.

L'Uruguay possiede una cinquantina di automotrici a carrelli; in Brasile fanno servizio insieme ad automotrici di costruzione britannica, Nord-americana ed Italiana, anche automotrici Diesel elettriche di 200 HP, costruite da una società locale. Poche, ma modernissime unità fanno servizio sulle linee più acclivi del Perù e della Columbia.

Nel dopoguerra si sono verificati importanti acquisti di locomotive a vapore ma ormai sta prevalendo ovunque l'orientamento verso le locomotive Diesel-elettriche. L'Argentina ha acquistato dagli Stati Uniti e in gran parte già ricevuto, circa 120 locomotive Diesel elettriche a scartamento di 1 mt. parte della potenza di 700 HP. (costruttore Withcomb) e parte della potenza di 2000 HP. (costruttore GEC); mentre da alcuni anni è costituita presso il Ministero dei Trasporti una Commissione per lo studio e la fabbricazione delle locomotive Diesel elettriche, nella Nazione.

Durante il lungo periodo di guerra l'impossibilità di acquistare dalle fabbriche straniere i materiali di ricambio necessari a mantenere in efficienza il parco di materiali rotabili, indusse i tecnici Sud-Americani e soprattutto quelli argentini e brasiliani ad attrezzare le loro officine per la costruzione di qualsiasi tipo di pezzo di scorta. Le officine ferroviarie argentine, create inizialmente per la riparazione e manutenzione di locomotive e veicoli e generalmente assai ben dotate di macchinario ed attrezzatura, costruiscono oggi i più complicati particolari delle locomotive a vapore e delle vetture. Una modernissima officina è sorta a Cordoba ed è in grado di fornire gli assi e i cerchioni necessari per mantenere in efficienza tutti i veicoli della rete.

Dalle officine statali Argentine sono stati costruiti alcuni esemplari di vetture con condizionamento d'aria la cui realizzazione fa veramente onore alla perizia dei tecnici ed all'abilità degli operai.

In Brasile si sono sviluppate durante la guerra aziende private per la costruzione di materiale ferroviario la cui capacità produttiva si è già discretamente affermata. Aiutate dai programmi governativi per lo sviluppo industriale, queste aziende si stanno ora potenziando e non è improbabile che presto possano apportare un sostanziale contributo nel rinnovamento ferroviario della loro Nazione e delle Repubbliche vicine.

FRANCO DI MAJO.

Considerazioni sulla statica dei lavori minerari

Ricordate le condizioni dell'equilibrio naturale dei terreni, si esaminano i regimi delle pressioni attorno a cavità estese orizzontalmente (gallerie) e verticalmente (pozzi), sia che il mezzo possa essere considerato elastico ed elasticamente sollecitato, sia che i limiti elastici siano superati. Si precisano quindi le condizioni sotto cui è possibile il raggiungimento di un equilibrio dei terreni prossimi a cavità, mettendo in risalto l'importanza della definizione del regime delle pressioni attorno ai vuoti di coltivazione mineraria, specie al fine di un'economica conduzione dei lavori.

È noto che i lavori minerari producono, nella naturale distribuzione delle tensioni nel terreno, perturbazioni, di solito di tale entità per cui un nuovo equilibrio è possibile soltanto dopo rilevanti dislocazioni dei terreni prossimi agli scavi o col ricorso ad opportune opere di sostegno entro gli scavi stessi.

Lo studio della statica di tali lavori ha fondamentale importanza in quanto permette di determinare in linea di massima i fattori che influiscono sulle modalità tecnologiche da seguire nei lavori stessi. In particolare la determinazione del regime delle pressioni attorno ai vuoti di coltivazione permette: di giudicare della possibilità di riduzione dei pilastri naturali abbandonati; di definire le sezioni più opportune da attribuire alle gallerie nonché distribuzione, forma e dimensionamento dei sostegni provvisori o dei rivestimenti permanenti dei vuoti; di valutare e regolamentare i cedimenti conseguenti ai vuoti creati; di utilizzare convenientemente le variazioni nella distribuzione delle pressioni ai fini della coltivazione.

Naturalmente l'impostazione analitica dei problemi di statica dei sotterranei dovrebbe essere preceduta da uno studio approfondito delle proprietà e caratteristiche meccaniche dei terreni e da una discussione sulla legittimità di numerose semplificazioni e schematizzazioni: ci esimeremo peraltro da una tal disamina, troppo estesa; e, definiti alcuni modelli di rocce, ci limiteremo ad esaminare i risultati teorici ottenuti in pochi casi schematici particolari e ad accennare alle concrete possibilità applicative degli stessi.

Nello studio teorico dei terreni si prendono normalmente in considerazione tre modelli di terreni (ampiamente discussi nei noti trattati generali di Terzaghi, Timoshenko, Caquot), che rappresentano altrettanti tipi « limiti » ideali delle rocce naturali. Essi sono:

- le rocce elastiche, ossia quelle rocce particolarmente compatte e resistenti, che sono in effetti semi-elastiche, ma che si immagina soddisfino rigorosamente alla legge di Hooke;
- le rocce incoerenti, ossia quelle rocce pulverulenti assimilabili a « sabbie ideali »;
- le rocce coerenti, ossia le rocce plastiche, scistose od argillose, assimilabili ad « argille ideali ».

I terreni elastici, quando per i valori delle sollecitazioni sono entrati in regi-

me plastico, sono, con opportuni accorgimenti, trattati alla stregua delle rocce coerenti, in quanto le loro caratteristiche fisiche sono traducibili in relazioni analitiche equivalenti; se invece negli stessi è già intervenuta la rottura, allora si suppone che i terreni si comportino come rocce incoerenti, costituite dai prodotti della comminazione delle rocce preesistenti. Questo è il campo di maggior interesse nel quadro dei lavori minerari, in quanto la maggioranza delle rocce costituenti i terreni naturali sono fragili, con valori minimi di resistenza a taglio ed a trazione; ed anche piccole variazioni nella distribuzione naturale delle tensioni portano ad una preventiva fessurazione delle rocce.

In condizioni di equilibrio naturale, le tensioni ovviamente aumentano con la profondità. Prescindendo dalla possibile presenza di accidenti geologici o di tensioni tangenziali alla litosfera (forze orogenetiche), ed immaginando il terreno, per un conveniente intorno, macroscopicamente omogeneo ed isotropo, indefinitamente esteso in senso orizzontale, limitato soltanto superiormente da una superficie piana orizzontale (il suolo) e sottoposto al solo carico dovuto al peso proprio, con riferimento ad una terna di assi cartesiani, in cui l'asse z sia verticale diretto verso il basso, si ha per le tensioni σ (1) in regime elastico:

$$\sigma_z = \rho g z, \quad \sigma_x = \sigma_y = K \sigma_z = \frac{1}{m-1} \sigma_z,$$

dove ρ è la massa specifica del terreno, g l'accelerazione di gravità, K il coefficiente di trasmissione laterale delle pressioni, m il modulo di Poisson.

Il terreno è dunque in uno stato di compressione con costrizione laterale: la pressione verticale cresce nell'ordine di circa 25 Kg/cm² per ogni 100 m. di profondità, e le espressioni riportate per le tensioni principali permettono di determinare la profondità a partire dalla quale si esce dal regime elastico, nota naturalmente la curva intrinseca della roccia interessata. Ora, riportando sul piano σ, τ della curva intrinseca (linea a tratto continuo della fig. 1) i cerchi di Mohr delle tensioni principali calcolate per varie profondità, appare che (data la linearità delle variazioni delle tensioni con la profondità) essi restano tutti all'interno di due rette, facenti con l'asse delle ascisse l'angolo ψ definito dalla

$$\tan \psi = \frac{1-K}{1+K}$$

e delimitanti le tensioni (e conseguentemente le profondità), al di là delle quali la deformazione non è più elastica.

Effettivamente però il modulo di Poisson, aumentando il valore della compressione con costrizione laterale, non è costante, ma tende a 2; K di conseguenza tende ad 1 (compressione idrostatica), ed i cerchi di Mohr, anziché all'interno delle rette precedentemente definite, resteranno tutti all'interno di una curva (punteggiata in fig. 1) che ammette due asintoti paralleli all'asse delle ascisse. In regime naturale risulta così notevolmente aumentato il valore della profondità per cui le deformazioni si possono considerare elastiche, variando peraltro con la natura della roccia. L'applicazione dei risultati alle rocce reali porta a considerare elastiche le deformazioni esistenti fino a 2000 m. se le rocce sono magmatiche od arenarie compatte, fino a poche centinaia di m.

(1) Per quanto concerne le tensioni normali, a differenza di quanto è consuetudine nella Scienza delle Costruzioni, sono considerate come positive le pressioni e negative invece le trazioni.

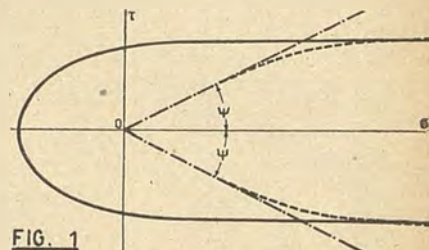


FIG. 1

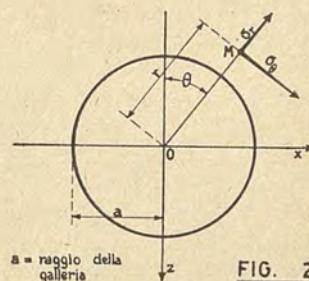


FIG. 2

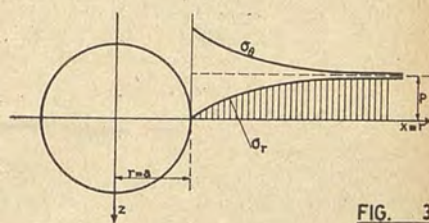


FIG. 3

se si tratta di scisti teneri, argillosi, ecc.

In regime di equilibrio naturale, se il terreno è incoerente, o tale lo si può considerare in funzione della profondità, si ricava per le tensioni:

$$\sigma_z = \rho g z,$$

$$\sigma_x = \sigma_y = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \sigma_z = i \sigma_z$$

dove $\operatorname{tg} \varphi$ è il coefficiente d'attrito interno del corpo ed i il nuovo coefficiente di spinta laterale. Per i corpi coerenti invece, σ_x restando invariata, diventano:

$$\sigma_x = \sigma_y = i \sigma_z - \frac{C}{\operatorname{tg} \varphi} (1 - i).$$

C essendo la costante di coesione.

Se però un vuoto viene ad essere scavato, il regime delle tensioni varia; se per caso il terreno era elastico e la profondità era quella per cui l'equilibrio era possibile solo grazie agli alti valori delle pressioni laterali di costruzione (K prossimo ad 1), l'apertura di un vuoto annulla allora una delle tensioni principali orizzontali e la roccia, in prossimità del vuoto, cade in regime plastico o addirittura si frange, comportandosi come incoerente.

Dall'ultima osservazione segue ovviamente che la profondità fino a cui si può considerare elastico il terreno per lo studio della distribuzione delle tensioni attorno ad un vuoto è assai limitata; ciò malgrado, in primo luogo supporremo ancora il mezzo elastico, esaminando peraltro solo casi molto particolari.

Limitaremo anzitutto il campo a problemi a due dimensioni, considerando unicamente quei vuoti che hanno una direzione di allungamento orizzontale (gallerie) o verticale (pozzi) sufficientemente estesa da poter trascurare l'influenza degli estremi; e prescindiamo dalle forze di massa, immaginando che il mezzo sia senza peso, sollecitato da carichi applicati all'infinito; approssimazione sufficiente se le dimensioni trasversali del vuoto sono piccole rispetto alla profondità.

In tali condizioni, immaginiamo una galleria orizzontale, di lunghezza indefinita e di sezione circolare; le condizioni di carico all'infinito sono:

$$\sigma_x = K P, \quad \sigma_z = P.$$

Con riferimento a coordinate polari, col centro coincidente con quello della sezione della galleria, le notazioni siano quelle della fig. 2.

Il problema è stato, con altri, ancora recentemente trattato da molti autori

(2) Despujols: Note sur les réactions élastiques dans un terrain homogène ed isotrope, « Rev. Ind. Min. », 1940, 229.

(3) Van Iterson: Les tensions autour des cavités d'après la théorie de l'élasticité, « Rev. Univ. des Mines », 1941, 84, 166.

(4) Fenner: « Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebirgsdrucks », Glückauf, 74, 681, 1938.

(5) Mindlin: « Stress distribution around a Tunnel », Trans. Am. Soc. Civ. Engrs., vol. 104, 1714.

tra cui Despujols (2), Van Iterson (3), Fenner (4), Mindlin (5), con posizioni in genere pure assai particolari circa il valore del coefficiente K , quali:

$$K = 0, K = 1, K = -1, K = \frac{1}{m - 1}$$

L'ipotesi $K = 0$ si può presentare in pratica molto raramente, grazie a totale distensione laterale dei terreni per movimenti tettonici; ma fornisce un'approssimazione troppo grossolana della realtà. L'ipotesi $K = 1$ rappresenta invece una discreta approssimazione se si suppone di essere a grandi profondità; si ricava in tal caso:

$$\sigma_r = P \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right),$$

$$\sigma_\theta = P \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right), \quad \tau = 0.$$

La pressione tangenziale è dunque raddoppiata sul contorno della galleria; essa decresce continuamente verso l'infinito, mentre corrispondentemente quella radiale aumenta (fig. 3).

Il presupposto $K = -1$, corrispondente ad uno sforzo di taglio uniforme all'infinito, mal rappresenta immagini reali. La risoluzione del problema però, in tali ipotesi astratte ma semplici, ha importanza per la risoluzione del caso generale in quanto questa si può ottenere con la sovrapposizione di due soluzioni di problemi più semplici, ma complessivamente equivalenti a quello generale, grazie al fatto che il sistema delle equazioni generali di equilibrio e congruenza è lineare. L'ipotesi $K = \frac{1}{4}$ ad esempio, interessante perchè rappresenta con verosimiglianza la situazione dei terreni alle medie profondità, può essere risolta componendo due soluzioni corrispondenti a compressioni semplici secondo x e z , ognuna di intensità opportuna, oppure componendo le soluzioni corrispondenti ad una compressione uniforme e ad un taglio uniforme, sempre di intensità opportunamente graduata.

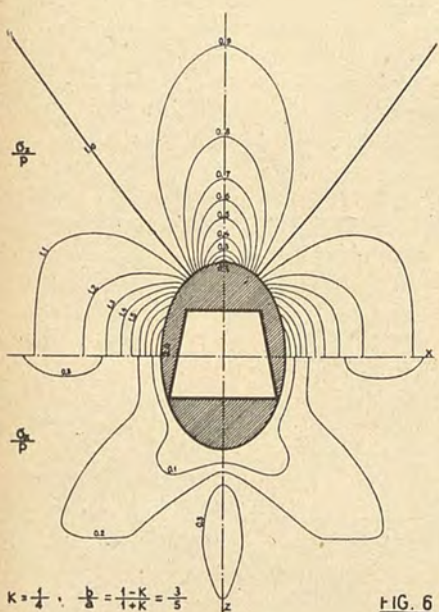
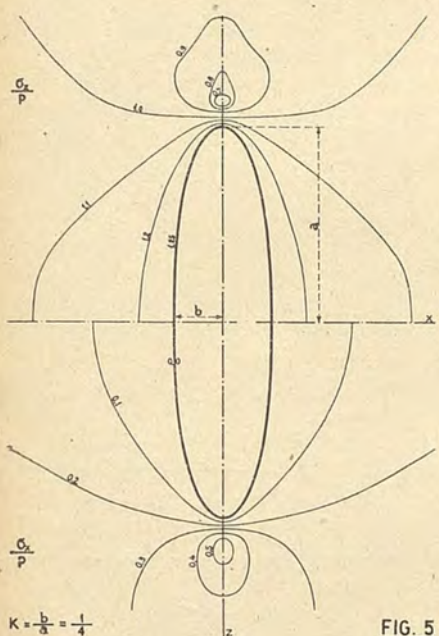
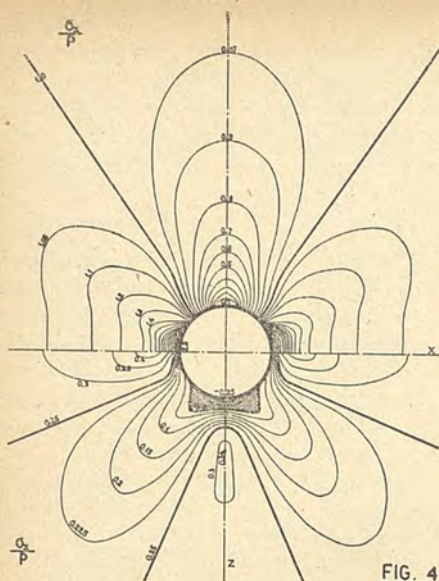
Le espressioni generali delle tensioni che si ottengono nel caso di K qualsiasi sono:

$$\sigma_r = \frac{P}{2} (1 + K) \frac{r^2 - a^2}{r^2} + \frac{P}{2} (1 - K) \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta,$$

$$\sigma_\theta = \frac{P}{2} (1 + K) \frac{r^2 + a^2}{r^2} - \frac{P}{2} (1 - K) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos \theta,$$

$$\tau = \frac{P}{2} (1 - K) \left(-1 - \frac{2a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \times \operatorname{sen} 2\theta.$$

Esse soddisfano le condizioni al contorno ($\sigma_r = \tau = 0$); ma evidentemente non sono troppo espressive. Per materializ-



zarne il contenuto, abbiamo rappresentato nella figura 4, in base ai dati calcolati da Fenner (6), delle linee isotensoriali dei valori delle due tensioni principali σ_x e σ_z nel piano della sezione della galleria: nella metà superiore sono riportate le tensioni massime, nell'inferiore le minime, per la condizione $K = \frac{1}{4}$ e con riferimento ad un carico unitario.

Dalla figura appare che la tensione minima diventa negativa (trazione) in prossimità della cavità ed in corrispondenza all'asse z , alla chiave ed al piede della galleria. Queste due regioni sono dunque sottoposte a taglio, debole compressione sugli elementi orizzontali e trazione (raggiungente il valore $\frac{1}{4}P$) sugli elementi verticali. A 800 m. questo sforzo è già di 50 Kg/cm², ossia superiore alla resistenza al taglio di molte rocce compatte: quindi già assai prima degli 800 m. di profondità, le gallerie in genere, anche se scavate in roccia molto resistente ed elastica, presenteranno in chiave ed al piede delle fratture radiali. Inoltre la tensione massima raggiunge, sugli elementi orizzontali in prossimità dell'asse x , valori di circa 2,5 P; essa supera quindi il limite di elasticità e di rottura di molte rocce scistose comuni, sin da profondità inferiori ai 500 m.

Quindi le profondità massime per cui possono valere le leggi dell'equilibrio elastico, anche per rocce ideali, non superano normalmente i 500 m.; a profondità poi anche più ridotte si potranno sempre avere fratture in corona e cadute di blocchi: sono fratture di taglio che permettono una distensione nella zona con tensioni negative, provocandone contemporaneamente, con l'allargamento del vuoto in corona, un allontanamento dall'asse della galleria.

Analogamente si potrebbe concludere esaminando il regime delle pressioni attorno ad una galleria di sezione quadrata o rettangolare; con l'unica differenza che le tensioni tangenziali diventano qui infinite agli angoli della sezione, indipendentemente dal carico all'infinito. Le sezioni quadrate devono quindi essere scavate con gli angoli convenientemente arrotondati (raggio di raccordo non inferiore ad $\frac{1}{8}$ del lato, affinché le tensioni non superino 4 P); e comunque esse pure presenteranno fratture in corona ed al piede, in corrispondenza di zone tese.

Consequentemente si può concludere che tutte le gallerie, in regime elastico, in assenza di sostegni o di rivestimenti resistenti, tendono ad evolvere verso una forma ideale di equilibrio naturale, ottenuta attraverso la graduale distensione, per fratture, della zona tesa, e basata su quella dell'ellisse delle tensioni all'infinito. Infatti si trova che, prendendo per rapporto degli assi della sezione della galleria il valore K , si ottiene una distribuzione uniforme (e, d'altronde, la più

ridotta possibile) delle tensioni sul contorno della galleria. La fig. 5 rappresenta le linee isotensoriali delle tensioni principali in tale ipotesi: σ_x si annulla sulla parete della galleria, σ_z assume il valore assai ridotto $(1+K)P$.

La sezione ellittica ideale della fig. 5 non è mai raggiunta in realtà: l'attrito dei blocchi che si fessurano limita le cadute e conseguentemente la distensione completa. Inoltre la distensione si arresta non appena la tensione minima si annulla in chiave alla galleria; e ciò è, con valori di K prossimi ad $\frac{1}{4}$ per un rapporto degli assi dell'ellisse $\frac{b}{a}$ compreso tra $\frac{2}{3}$ e $\frac{3}{5}$. Secondo tale conclusione Fenner ha calcolato i valori delle tensioni con cui è stata compilata la fig. 6.

Una sezione del tipo della fig. 6 permetterebbe di realizzare, a profondità medie, una condizione di equilibrio elastico naturale, senza sostegni; una forma differente, quale ad esempio una normale galleria trapezia di miniera, produrrà fratture e distacchi in tutta la zona tratteggiata detta « zona di Trompeter », con necessità di armature per reggere il peso dei terreni compresi in tale zona ed anche per opporsi a distacchi sulle pareti, conseguenti ai valori delle pressioni verticali, che all'interno delle pareti raggiungono un valore doppio di quello dovuto al peso dei terreni soprastanti. L'equazione dell'ellisse, con $K = \frac{1}{4}$, è data, in funzione della massima larghezza della galleria scavata L , da

$$\frac{X^2}{L^2} + \frac{16 K y^2}{L^2 (1-K)^2} = 1.$$

Esaminiamo ora la distribuzione delle tensioni attorno ad una cavità scavata in rocce coerenti, ossia in terreno sabbioso-argilloso, o anche in rocce compatte a comportamento elastico, ma a profondità per cui le tensioni principali abbiano superato i limiti di elasticità; anche qui limitandoci a casi molto particolari, quali quelli considerati da Terzaghi (7), Caquot (8), Fenner (9).

Notiamo che il problema generale dell'equilibrio in mezzi plastici ad attrito interno si riporta a quello dell'equilibrio di terreni incoerenti, per via del teorema degli stati corrispondenti: quindi ci si riferirà a questo ultimo caso, salvo a introdurre poi nelle espressioni risultanti le modifiche dettate dall'applicazione del teorema.

Notiamo inoltre che esiste una differenza sostanziale rispetto all'equilibrio in regime elastico: infatti durante l'esecuzione di uno scavo in terreno coerente, per via delle rotture della roccia o degli slittamenti plastici nella zona di disten-

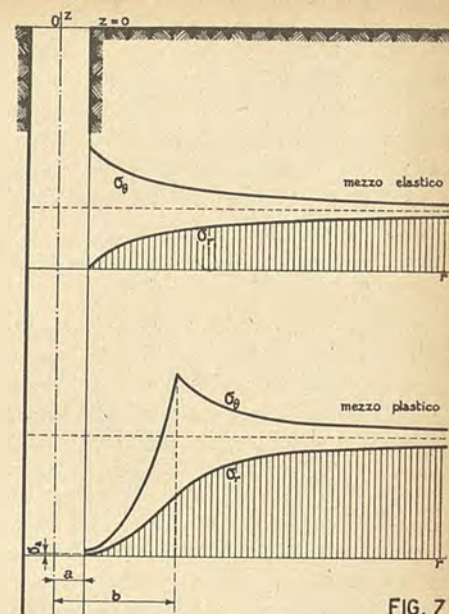


FIG. 7

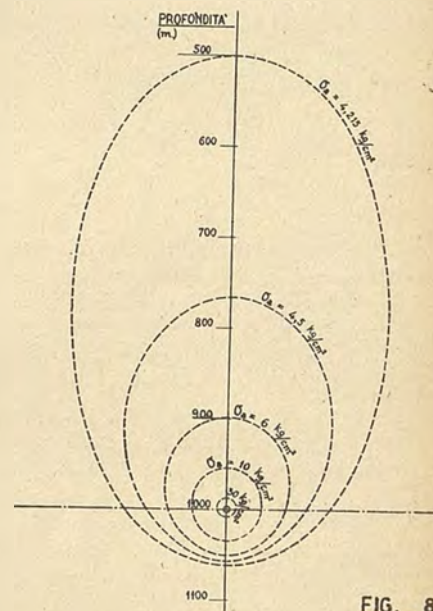


FIG. 8

sione, la roccia tende ad invadere la cavità scavata, e dovrà essere estratta a mano a mano, sinché al termine di un certo intervallo di tempo, si sia stabilito uno stato di equilibrio. Quindi, se le tensioni in regime elastico erano unicamente funzione del posto e dei carichi, qui invece esse sono funzione anche del tempo, e quindi indirettamente di altre caratteristiche delle rocce, quali isteresi, reattività, ecc. Prescinderemo tuttavia dal tempo e supporremo sempre che un certo equilibrio sia stato raggiunto.

Immaginiamo allora un pozzo verticale, a sezione circolare, indefinito (figura 7). In tutti i piani orizzontali si ha all'infinito una compressione uniforme

$$\sigma_x = \sigma_y = K \sigma_z = K P.$$

(6) Fenner, loc. cit.

(7) Terzaghi: « Theoretical Soil Mechanics », New York, 1943-1947.

(8) Caquot: « Equilibre des Massifs à New York » 1934.

(9) Fenner, loc. cit.

Finchè l'equilibrio è elastico, K è determinato in funzione del modulo di Poisson, e l'andamento delle tensioni radiale e tangenziale, in un piano orizzontale, è quello fornito dal diagramma superiore della fig. 7 (analogo a quello trovato per la galleria, con $K=1$, fig. 3). Entrando in regime plastico, K assume il valore i dato dalla

$$i = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right).$$

La distribuzione delle tensioni dipendendo soltanto da r , σ_r e σ_θ saranno anche in ogni punto le tensioni principali; ad equilibrio raggiunto, all'infinito si avrà ancora il precedente regime di tensioni in equilibrio elastico (grazie alla coazione laterale dei terreni e restando nei limiti delle profondità interessanti i lavori minerari), ed analogamente si dovrà avere un equilibrio elastico all'esterno di un cerchio di raggio sufficientemente grande concentrico al pozzo. In questa zona ovviamente le tensioni saranno definite da espressioni analoghe a quelle trovate per una galleria nel caso di compressione uniforme

$$\sigma_r = \sigma - \left(\sigma - \sigma'_r \right) \frac{b^2}{r^2},$$

$$\sigma_\theta = \sigma + \left(\sigma - \sigma'_r \right) \frac{b^2}{r^2},$$

dove σ è la pressione all'infinito e σ'_r la pressione radiale sul cerchio di raggio b , limite tra le deformazioni elastiche e quelle plastiche.

Ma sul cerchio di raggio b incomincia pure a valere la condizione d'equilibrio delle rocce incoerenti, tra due tensioni coniugate ortogonali (quali sono σ_r e σ_θ):

$$\sigma_r = i \sigma_\theta;$$

segue quindi per σ'_r :

$$\sigma'_r = \sigma_r (r=b) = \frac{2 i \sigma}{i+1}.$$

La distribuzione delle tensioni nella corona compresa tra il pozzo ed il cerchio di raggio b si determina, con facili integrazioni, osservando che in essa continua a valere la condizione d'equilibrio dei sistemi incoerenti, già applicata sul cerchio b , come pure valgono le equazioni generali dell'equilibrio dei sistemi continui; le condizioni al contorno ($\sigma_a = \sigma_r (r=a)$; dove σ_a è la pressione esercitata dal rivestimento se il pozzo è rivestito, o la pressione atmosferica se è nudo) permettono di definire la costante di integrazione, ottenendo:

$$\sigma_r = \sigma_a \left(\frac{r}{a} \right)^{\frac{1-i}{i}},$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{i} \sigma_a \left(\frac{r}{a} \right)^{\frac{1-i}{i}}.$$

Quanto al valore di b , esso si ottiene imponendo l'uguaglianza delle tensioni

in regime plastico ed in regime elastico; si ha:

$$\left(\frac{b}{a} \right)^{\frac{1-i}{i}} = \frac{2 i \sigma}{(i+1) \sigma_a}$$

Nel diagramma inferiore della fig. 7 sono indicate le variazioni di σ_r e σ_θ in mezzo plastico, ad illustrazione delle espressioni riportate, nella supposizione di assenza di rivestimento. Fenner ha calcolato i valori di b per varie profondità e diversi tipi di rocce; appare così che a 1000 m., se il coefficiente di attrito vale 0,75 (caso di alcune arenarie), b è soltanto tre volte a , mentre se si è in presenza di argille, anche discretamente compatte, con coefficiente di attrito 0,36 (nelle argille fluenti tale valore scende a 0,10), il raggio b vale ottanta volte quello del pozzo.

Dalle espressioni ottenute possono facilmente ricavarsi le dimensioni da attribuire ai rivestimenti per ottenere un determinato equilibrio. Inoltre può anche calcolarsi il volume di terreno che è necessario scavare — in eccedenza al volume ideale del pozzo — onde permettere la libera distensione per slittamento plastico della roccia circostante al pozzo e che durante l'escavazione via via invadeva il cavo: esso può infatti ottenersi come differenza tra la contrazione cubica preesistente nel terreno allo stato naturale e quella esistente con la distribuzione di tensioni ad equilibrio raggiunto. Così operando si vede ad esempio che a 1000 m. uno scisto argilloso può dar luogo ad un volume suppletivo pari al doppio di quello geometrico del pozzo, mentre una arenaria richiede invece soltanto uno scavo suppletivo di pochi dm^3 .

Inoltre è da notarsi che nella realtà il fenomeno dello stabilirsi di un equilibrio attraverso un periodo di movimenti plastici è sempre alquanto complicato da fatti secondari: l'umidità della roccia in ispecie e l'influenza delle pressioni sul tenore d'acqua di imbibizione hanno notevole importanza, variando notevolmente il valore della costante C della equazione intrinseca delle rocce coerenti (nella trattazione trascurata). La roccia via via scoperta dalla cavità si imbibirà maggiormente di acqua, diventando sempre più deformabile e fluente, per modo che, se non si provvede subito un buon rivestimento pel pozzo, l'equilibrio può anche non essere mai raggiunto, spostandosi continuamente le caratteristiche meccaniche della roccia atte a definirlo.

Nel caso di una galleria orizzontale, di sezione circolare, in mezzo plastico, si ha analogamente una zona di distensione con rifluimento plastico di roccia. In essa, come per il pozzo, si deduce dal calcolo che le tensioni crescono mano a mano che ci si allontana dal contorno della galleria, fino a raggiungere una

zona di compressione ancora elastica, in cui valgono le leggi già trovate per i mezzi elastici: all'infinito le tensioni conservano i valori normali dello stato naturale.

Il calcolo riesce in questo caso più complesso che per il pozzo, sia perchè, in un piano verticale, le due tensioni principali all'infinito hanno valori diversi, sia perchè soprattutto non si può prescindere dalle forze di massa, dovendo tenere conto del peso dei terreni circostanti alla galleria. Senza entrare quindi in particolari, interessa peraltro notare che esiste per ogni profondità ed ogni valore del coefficiente d'attrito della roccia un valore critico della pressione che deve essere esercitata sulla parete della galleria se si vuole che l'altezza b di terreno in equilibrio plastico sopra il cielo della galleria non si estenda sino in superficie; nel caso di coefficiente di attrito 0,36 ($i=0,5$) tale valore critico corrisponde ad una altezza b uguale a metà la profondità dell'asse della galleria: per una galleria del raggio di 3 m. a 1000 metri di profondità, in tal caso esso sarebbe di 4,215 Kg/cm².

In fig. 8 sono riportate varie curve dei limiti della zona plastica (assimilate ad ellissi, di cui il centro della galleria occupa uno dei fuochi) nelle ipotesi numeriche sopra enunciate; da essa appare che, se la resistenza del rivestimento aumenta, i valori di b decrescono rapidamente, fino a raggiungere il valore a (del raggio della galleria) quando la pressione sulla parete raggiunge la pressione iniziale, del regime naturale.

Se dalla supposizione del terreno incoerente si volesse passare a considerare invece quello coerente occorrerebbe sovrapporre alle tensioni determinate ai contorni una trazione uniforme $-C/\operatorname{tg} \varphi$. In tal caso si arriverebbe a trovare che, ad equilibrio raggiunto, si è formata sul contorno della galleria una nuova zona (interna a quella plastica) ancora ad equilibrio elastico, e con possibilità di sostituirsi nell'effetto al rivestimento della galleria. Ma evidentemente questa deduzione non ha riscontro nella realtà, ed è quindi da imputarsi alla divergenza esistente tra questa ed i modelli esaminati.

Da quanto esposto segue non soltanto la ovvia conferma della necessità di sostegni o rivestimenti opportuni, per mantenere in equilibrio il contorno delle gallerie o delle cavità aperte nel sottosuolo, salvo il caso di rocce molto tenaci e resistenti, a profondità limitate e con sezioni di galleria opportune (a cupola); nè che il sostegno dovrà essere *portante* sin che varranno le condizioni dell'equilibrio che possiamo ritenere elastico, avendo in tal caso il compito di reggere il peso della roccia fessurata nella zona di distensione di Trompeter, e dovrà invece essere *resistente* (a volte *conti-*

nuo, in genere *deformabile*), ossia atto a reagire con una certa pressione in tutti i sensi sulla parete della cavità, se il mezzo sarà coerente od incoerente od in regime plastico.

Segue piuttosto la conclusione, su cui si voleva trarre l'attenzione, che non è sufficiente affidarsi unicamente nei lavori minierari alle semplici norme empiriche tradizionali, seppure confermate dalla esperienza. È vero che spesso queste sono soddisfacenti ed economiche, ed in tal caso varrà la pena di rendersene ragione al lume di uno studio sia teorico sia sperimentale per meglio inquadrare questo su modelli vieppiù realistici; ma talora esse sono oggi addirittura anti-economiche, la loro giustificazione essendo dovuta unicamente a valori di costi e di mezzi esistenti in altri tempi. Non vi è chi non veda, dai comuni

schemi soprariportati, la convenienza di individuare esattamente il regime delle pressioni in una coltivazione, per mettere a profitto l'estrinsecarsi di fessurazioni ai fini di un economico abbattimento, o di definire la sezione di una galleria ed il suo rivestimento in vista di un equilibrio stabile, che permetta, con minori spese di manutenzione durante il periodo di vita della stessa, di compensare largamente le eventuali maggiori spese di impianto per l'apertura, e che garantisca una continua efficienza della stessa.

Naturalmente, se dal campo ideale dei pochi casi schematici esaminati, si vuol passare allo studio di cantieri reali, il problema diverrà più complesso e raramente sarà risolvibile analiticamente in modo soddisfacentemente rigoroso, sia per le alternanze di rocce a caratteri-

stiche meccaniche diverse esistenti nel sottosuolo, sia per la cedevolezza dei sostegni, siano questi armature, rivestimenti o ripiene. Ma un'attenta osservazione sul terreno ed un'oculata schematizzazione potranno indubbiamente permettere di giungere ad un complesso di leggi e di dati permanenti, attendibili ed applicabili; non sempre forse quantitativamente completi, ma certo qualitativamente interessanti.

Ci riserviamo di ritornare sull'argomento sia per studiare in dettaglio le opere di sostegno (armature e rivestimenti) di pozzi e gallerie, sia per esaminare particolarmente qualche coltivazione mineraria in atto onde trarre dalle osservazioni utili ammaestramenti.

LELIO STRACIOTTI.

TEORIA E PRATICA URBANISTICA

Rapida analisi delle cause che si oppongono alla realizzazione di complessi urbanistici concepiti secondo un indirizzo sociale. Assoluto predominio della speculazione privata; mancanza di un'ossatura legislativa adatta.

Proposta di procedura legale con vincoli temporanei per facilitare l'esecuzione dei piani regolatori pur mantenendo in atto la proprietà privata e senza ricorrere alla collettivizzazione delle aree.

L'esperienza di tutti i tempi, anche quella più recente e dolorosa per noi, ha dimostrato come per vincere occorran due fattori principali: la volontà e le armi adatte.

Senza volontà, sostenuta naturalmente dalla profonda fede negli scopi e negli intenti, non è possibile avere una vittoria completa; senza armi pari alle nemiche, non è umanamente concepibile una supremazia sul campo di battaglia.

Il mito di Davide e Golia si perde nei tempi, purtroppo rimangono a esempi giornalieri il diritto del più forte, la vittoria del più armato, l'ascesa continua del più potente.

In tutte le lotte, allora, alla fede, alla volontà di chi combatte siano dati mezzi pratici, ogni possibilità materiale per fronteggiare l'avversario.

Da parecchi anni, da qualche decennio, gli urbanisti di tutti i paesi hanno tentato per varie vie e con mezzi diversi di formare organizzazioni urbane e regionali tipiche, rispondenti alle esigenze fondamentali della vita dell'uomo, in linea con il troppo rapido sviluppo dei ritrovati scientifici e dei risultati industriali, nel continuo sforzo di migliorare le condizioni sociali di una sempre più vasta quantità di persone.

A tale discesa verso la base, verso gli strati numericamente più importanti della piramide umana, deve corrispondere un'uguale e contraria ascesa del cosiddetto « livello medio » della vita dell'uomo; e se ciò non avviene, uno squilibrio di forze contrastanti sempre più violento frustra definitivamente le iniziative e neutralizza i vantaggi conseguiti.

L'urbanista è, nella lotta ingaggiata,

il soldato, l'uomo di punta, il fante, quello che ponendo il piede su una posizione la conquista, se ne impadronisce, e rende pratica la vittoria ottenuta con i mezzi strategici e la massa di fuoco delle armi buttate in campo.

Perciò l'urbanista da solo non potrà mai vincere battaglie, trionfare di conquiste, se non ha in mano armi sufficienti e manca di protezioni, e non trova la strada spianata dagli ostacoli più grossi.

Mi sono chiesto più volte perchè in molti paesi stranieri l'organizzazione urbana e regionale ha compiuto, praticamente e non solo in teoria, passi giganteschi, mentre in altre nazioni, come da noi, la realtà è infinitamente inferiore alla teoria. Ogni volta ho dovuto concludere che la colpa non è tanto degli urbanisti quanto della quasi assoluta mancanza di mezzi indispensabili per ottenere risultati positivi.

E ogni volta ne ho tratto deduzioni consolanti, poichè in linea relativa forse sono ancor più significativi i nostri pur miseri risultati che non altri vistosissimi; come accade per il valore simbolico della stentata spiga di grano strappata all'arida pietraia montana messa a confronto con quell'altra turgida e pesante cresciuta nella grassa terra di pianura.

Non si può fare « alta urbanistica » — permettetemi l'espressione — se non si lavora su terreno adatto e già preparato, e senza avere le spalle protette; altrimenti saranno sempre lavori di « ordinaria amministrazione » in cui i più capaci tenderanno di gettare un seme nella speranza di vederlo germogliare, crescere, sviluppare in pianta apportatrice di frutti e di altri semi.

Perciò la nostra urbanistica in quanto scienza e arte non è indietro rispetto a quella delle altre nazioni, come si potrebbe credere, ma purtroppo la nostra strada da percorrere è infinitamente più lunga e tortuosa e difficile di quella di altri.

Le cause principali di tale svantaggio sono tre: le condizioni economiche, l'educazione sociale, l'impianto legislativo.

Il nostro paese non è ricco, non può permettersi il lusso di buttare via, distruggere quanto ha costruito con tanta fatica per tentare realizzazioni di nuovi ordinamenti, sia pure impostati su basi solide e su teorie avvincenti.

Ma anche in povertà qualcosa può essere tentato specialmente con lo scopo di mettere ordine in quanto esiste e orientare in modo esatto e preveggenza gli sforzi, sempre limitati, tesi verso nuove creazioni.

In questo senso perciò avremmo voluto la grande attività costruttiva polarizzata intorno alle « case dei lavoratori » fatta più stabile su un impianto urbanistico inteso alla realizzazione, particolarmente nei maggiori comuni, di complessi organici, compatti, unitari.

Perchè disperdere una forza tanto rigogliosa su troppo vaste superfici? Perchè spezzettare in tanti piccoli cantieri molto distanti fra loro e slegati, ciò che, invece, adeguatamente raggruppato, avrebbe rappresentato un'unità nuova e organizzata?

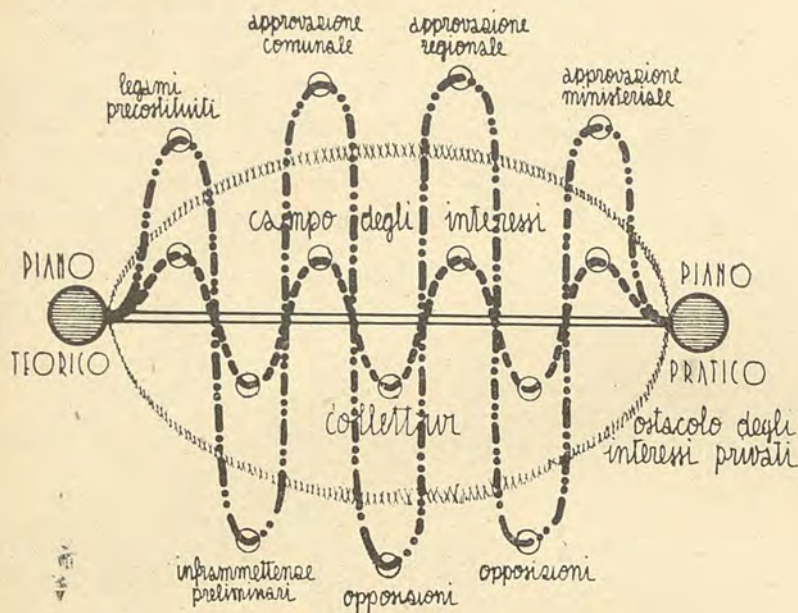
Il fine era unico — le case per i lavoratori — i mezzi uniformi, poteva avere vita quanto non era potuto esistere ancora nelle nostre vecchie città. Si formava, infine, dove la quantità di case

LE VIE DA PERCORRERE

===== IN REGIME DI MONOPOLIO PERMANENTE

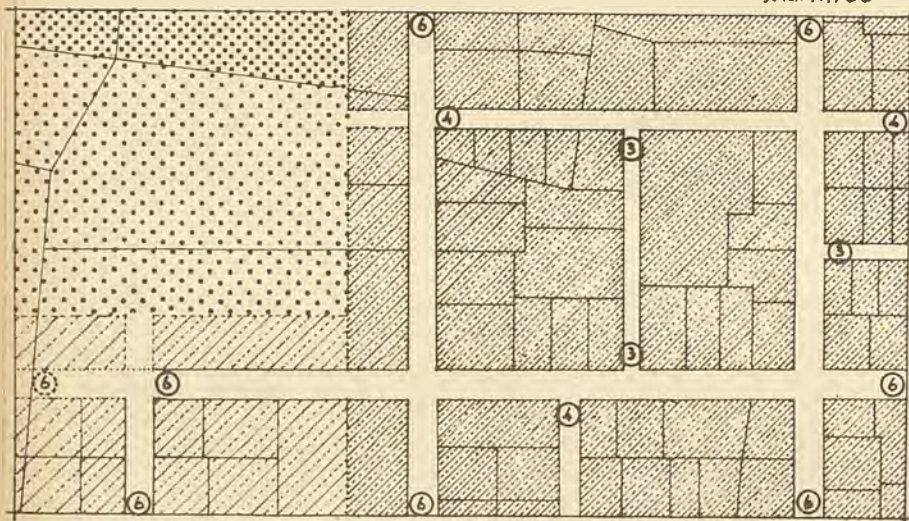
----- IN REGIME DI TERRENI TEMPORANEAMENTE VINCOLATI

..... IN REGIME DI TERRENI LIBERI



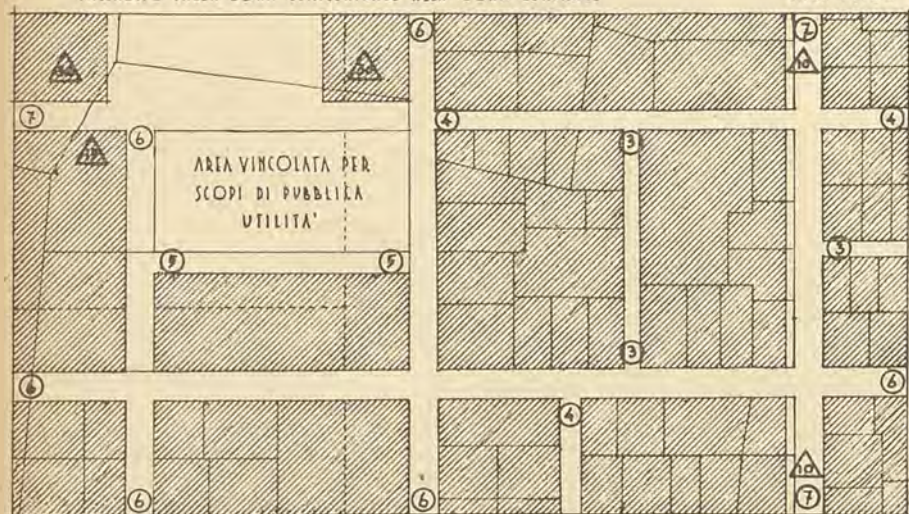
SITUAZIONE DEI TERRENI AL MOMENTO DEL BLOCCO TEMPORANEO
ZONA SEMICENTRALE

SCALA 1:1500



SITUAZIONE DEI TERRENI A PIANO REGOLATORE APPROVATO
PASSAGGIO DALLA ZONA SEMICENTRALE ALLA ZONA CENTRALE

SCALA 1:1500



era sufficiente una cellula-villaggio, l'elemento più vitale della città del futuro, e non s'incapsulavano qua e là nella vecchia edilizia, molte volte in mezzo a industrie o vicino a ospedali, gruppetti di pochi fabbricati inadeguati allo scopo sociale ormai giustamente preteso.

Che cosa è mancato? Semplicemente un indirizzo di carattere collettivo, un semplice codicillo alla legge; è mancata la visione del complesso che doveva nascere, perduta nel definire troppo minutamente situazioni e problemi particolari.

Sono, per esempio, a Torino circa 6000 le persone che andranno presto ad abitare le case già finite o appena poste in cantiere, sono 6000 persone ributtate nel caos cittadino mentre avrebbero potuto vivere, riunite le forze secondo un unico disegno, in un elemento urbanistico appositamente ideato, dove l'organizzazione fosse ispirata alle esigenze collettive. Deficienza di impianto legislativo in alto, di struttura e di educazione sociale più in basso; che quanto non ha fatto la legge avrebbero potuto farlo e bene gli amministratori della città e degli enti interessati.

Nelle stesse deficienze si incappa ogni qual volta si voglia fare l'urbanistica, su grande o su piccola scala, e da esse deriva un altro fattore negativo della massima importanza.

La proprietà privata dei terreni soggetti a piano regolatore, qualche volta radunati nelle mani di poche persone, quasi sempre frazionati in un grande numero di piccoli proprietari, oppone una continua vischiosità, un attrito diffuso su grandi superfici, e perciò è in complesso potentissima ai danni dell'evoluzione organizzativa. Ben presto il piano si trova a essere impastoiato in una rete sempre più fitta, creata da maglie prima staccate poi man mano riunite in elementi che avvolgono, stringono e soffocano ogni aspirazione collettiva a tutto vantaggio delle singole unità; tanto da affermare che, almeno in pratica, è impossibile fare un'urbanistica veramente sociale e collettiva fino a quando la proprietà delle aree fabbricabili non venga imbrigliata e sottoposta a controllo per essere definita nell'interesse di un'organizzazione urbanistica.

Quando si incomincia a parlare di piano regolatore, il fatto è noto, squilla come un campanello di allarme e i proprietari di terreni si mettono sul chi va là e cercano di trarre ciascuno per proprio conto il massimo utile dalla futura organizzazione, poco preoccupandosi dei vantaggi collettivi.

Allora, specialmente nei medi e nei piccoli comuni, dove la sorveglianza tecnica è più allentata, i proprietari di terreni agricoli posti nelle vicinanze del nucleo accentrato incominciano a lottizzare le loro aree e a iniziare la vendita, alle volte anche fittizia, dei lotti, onde mettere l'amministrazione pubblica di fronte a un fatto compiuto che deve pure in qualche modo essere sancito dal futuro piano regolatore. E, caratteristica, s'oppone una forte resistenza da parte dei privati alla formazione di spazi liberi di pubblica utilità, anche se questi sono previsti su terreno ancora comple-

tamente sgombero da costruzioni e solo sfruttato a scopo agricolo. Strade di una certa ampiezza, slarghi, piazze, giardini pubblici, sono molto utili e molto belli a vedersi ma guai se richiedono un piccolo sacrificio di aree private per il loro impianto!

Si ha poi una levata di scudi generale se per la salvaguardia dello sviluppo di un centro urbano o per un elementare concetto organizzativo, è posto un vincolo cautelativo generico, per esempio quello agricolo, su terreni del comune non destinati alla sistemazione e all'ampliamento del nucleo urbano.

Non si sa o non si vuol sapere, questi fatti lo dimostrano, che un'area per passare da agricola a fabbricabile costa oggi, come minimo, da mille a millecinquecento lire il metro quadrato, per essere attrezzata del puro indispensabile: strade da tracciare, servizi pubblici da impiantare. L'ammortamento di tale costo iniziale, a cui va aggiunta la spesa per la normale manutenzione, grava in definitiva sulla pubblica amministrazione, mentre il plusvalore determinato dal passaggio di categoria dei terreni di solito viene incamerato da poche fortunate persone. E non bastano certo i limiti, problematici, contributi di miglioria a colmare il deficit del bilancio così impostato.

Il piano abbozzato, studiato, progettato sulla base degli elementi collettivi più importanti dovrà per forza, o presto o tardi, piegarsi a compromessi e ammettere qua e là varianti volute o imposte da condizioni privilegiate o da situazioni troppo pesanti per un ristrettissimo numero di persone.

Infatti non è giusto che solo pochi proprietari di terreno debbano sacrificarsi per la creazione di un giardino pubblico quando a qualche metro di distanza altri avvantaggino moltissimo delle nuove possibilità.

L'urbanistica deve essere fatta senza considerare il singolo e solo avendo di mira scopi collettivi; è risaputo, giusto in teoria, ma in pratica è tutt'altra cosa. I piani regolatori devono essere discussi e approvati dagli organi tecnici comunali, dalle giunte, dai consigli comunali, dagli enti provinciali e ministeriali; a ogni passo i privati interessati possono fare opposizioni; e allora fatalmente viene cancellata l'ampia visione prescelta, poco per volta perduta tra i casi particolari con tutti i guai annessi, siano protezionismi, interessi, personalismi.

Rimane solo l'urbanista a lottare per un'ideale, per il bene di tutti; e poco riesce a salvare del teorico concetto organizzativo, pagandolo al caro prezzo di rinunce, di varianti, di concessioni.

Teoria e pratica, due posizioni l'una vicina all'altra in linea d'aria, ancora vicine a tener conto solo di fattori collettivi, ma quanto distanti a serpeggiare fra gli interessi degli uomini!

Diciamo però subito che non vorremmo si arrivasse al regime di monopolio permanente, cioè all'abolizione completa della proprietà privata terriera: sarebbe estremamente pericoloso, almeno in un primo tempo, e specialmente da noi, e non darebbe oggi i risultati leciti a sperare. Forse nel futuro, per gradi, questa metà potrà essere raggiunta, ma, come

accade per tutte le umane vere conquiste, ottenuta lentamente, con sapiente e moderata acclimatazione, senza salti nel buio, bruschi colpi di timone di cattiva prova.

Però potremmo provarci nel tentativo d'indirizzare l'interesse privato nella stessa direzione dell'interesse collettivo, di fare il bene pubblico senza danneggiare alcune unità e senza troppo avvantaggiarne altre.

Tale disegno può essere tracciato proficuamente solo da un'istituto legislativo generico che, astruendo ogni considerazione dei casi particolari, detti direttive in merito alle caratteristiche e alla compilazione del piano regolatore e preveda anche un'esatta procedura tendente a spianare, se non tutte, almeno parte delle difficoltà oggi esistenti.

E cerchiamo un po' di definire nelle sue grandi linee questo impianto legislativo, nella parte destinata alla procedura, in quella che oggi manca completamente.

Un piano regolatore non può essere studiato se non corredato di una serie di dati positivi e reali tratti dalla statistica e dal rilievo delle condizioni di fatto esistenti.

Il Comune perciò che intende procedere alla compilazione del piano regolatore deve avere a disposizione, completo in tutti i suoi particolari, il complesso di studi preliminari statistici, di rilievo e cartografici. Tale lavoro può essere svolto dall'ufficio tecnico comunale con l'assistenza di professionisti specialisti.

Soddisfatta questa esigenza il Comune fa domanda al Ministero competente (Ministero degli interni, o meglio, se ci fosse, della organizzazione urbanistica) di poter redigere il piano regolare; allega i dati degli studi preliminari, le aspirazioni del complesso comunale, le finalità generiche del piano, il nome dei professionisti incaricati; il tutto sancito da apposite deliberazioni del Consiglio comunale.

Il Ministero competente, entro un mese, se favorevole, dà la sua approvazione alla compilazione del piano, detta le norme particolari o le variazioni da tenere presenti e derivanti da organizzazioni più vaste (territoriali o nazionali) e, quello che più conta, con disposizione di legge transitoria blocca i terreni compresi nel territorio del comune allo stato in cui risulta dai rilievi preliminari, e dà la facoltà al Comune di porre un fermo, un vincolo provvisorio in tutte le zone soggette a piano regolatore, cioè su tutto il territorio comunale.

La durata della legge provvisoria e dei relativi vincoli dovrebbe essere di 24 mesi, e in tale tempo il piano regolatore entrerebbe nella sua fase esecutiva.

In questo periodo di mora l'attività edilizia normale o eccezionale non subirà nessuna sosta in quanto l'amministrazione comunale potrà seguitare a concedere permessi definitivi dove questi non interferiscano con le principali direttive del futuro piano, ma i permessi non saranno dati o avranno la sigla della precarietà dove esistano o possano esistere condizioni contrastanti.

Entro dodici mesi dalla data della

legge provvisoria il progetto di piano regolatore deve essere compilato e presentato all'approvazione del Consiglio comunale.

I sei mesi successivi sono destinati alla pubblicazione del progetto approvato, alla presentazione dei ricorsi, alla loro discussione, al progetto e relativa approvazione delle varianti eventuali e delle controdeduzioni.

Tre mesi per la discussione e l'approvazione da parte dell'Ente regionale o provinciale. Tre mesi per la discussione e l'approvazione da parte del Ministero.

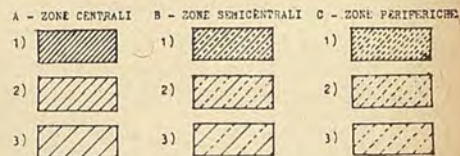
Il Consiglio comunale delibera sentito il parere della Commissione igienico-edilizia; l'Ente regionale o provinciale, sentiti il Provveditorato alle opere pubbliche e la Commissione sanitaria provinciale; il Ministero, sentita la Commissione superiore di sanità e gli enti e i ministeri competenti volta a volta interessati (belle arti, guerra, industria, ecc.). Alla fine dei ventiquattro mesi di durata della legge provvisoria e con l'approvazione del progetto da parte del Ministero, il piano diventa esecutivo e ha valore di legge. I terreni vengono automaticamente sbloccati dal vincolo generico cautelativo e ricadono sotto i vincoli specifici stabiliti dal piano.

Ma, come si diceva prima, occorre che la legge tenga anche conto dei diritti acquisiti dalla proprietà privata e cerchi di evitare situazioni troppo disparate venute a formarsi in senso positivo o negativo per il riordinamento dell'organizzazione generale.

Per tale ragione, ancora nella fase preventiva di studio, i terreni dovranno essere classificati in base al loro valore attuale derivato dall'attrezzatura dei servizi pubblici esistenti, dalla maggior o minor fabbricabilità, in rapporto alla distanza da strade e da vari centri, alla produttività agricola, e a quanto altro può influire secondo le condizioni locali preesistenti, non tenendo conto di qualsiasi sistemazione futura di piano regolatore.

Questa classificazione di valori viene sancita dalla legge provvisoria di blocco che in un certo momento fotografa e fissa, si può dire, in consistenza e in valore la situazione di un territorio.

TERRENI FABBRICABILI.



1) Con almeno una fronte su strada pubblica pavimentata, con marciapiedi e percorsa da linee di fognatura, acqua potabile, forza elettrica, gas illuminante, telefono.

2) Con almeno una fronte su strada pubblica o privata tracciata ma non interamente pavimentata e mancante di qualcuno dei servizi pubblici sopra detti.

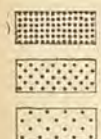
3) Con almeno una fronte su strada

pubblica o privata, indicata in piani regolatori o in lottizzazioni (già approvate con atto pubblico) precedenti, ma ancora da sistemare e mancante di tutti i servizi sopra detti.

6 Indicazione del *fattore medio di fabbricabilità* espresso in metri cubi di costruzione per metro quadrato di superficie totale del lotto. Tale indicazione dipende di solito dai caratteri della zona e dalla larghezza della strada, perciò l'indicazione può essere scritta sulla sede stradale per il tratto di valore uniforme.

 Indicazione di *aumento percentuale* di valore per particolari disposizioni: a) terreni con almeno una fronte su strada percorsa da servizio pubblico di trasporto. Trattandosi di fattore uniforme derivante da organizzazione stradale può essere scritto sulla sede stradale per il tratto interessato; b) terreni in posizione planimetrica importante (da scrivere di solito direttamente sul lotto interessato).

TERRENI AGRICOLI.



A) Terreni agricoli di media produttività con almeno un lato affacciante su strada pubblica percorsa da linee principali di forza elettrica e acqua potabile.

B) Terreni agricoli di media produttività con almeno un lato affacciante su strada pubblica senza servizi.

C) Terreni agricoli di media produttività ma senza alcun lato affacciante su strada pubblica.



Indicazione di *aumento percentuale* di valore per:

a) terreni con almeno una fronte su strada percorsa da servizio pubblico di trasporto;

b) terreni con importante produttività agricola;

c) terreni con scarsa produttività agricola (in diminuzione, numero preceduto dal segno —).

Ogni appezzamento di terreno risultando inserito in una classe-tipo, sarà possibile, fra gli incartamenti da presentare come fase di studio preliminare, un bilancio diciamo così unilaterale, di partenza, concernente il valore fondiario della comunità compresa nei termini del piano. In tale voce non saranno, come si deduce, comprese le costruzioni esistenti, facilmente valutabili volta per volta in un secondo tempo e di valore derivante più da caratteristiche intrinseche (vetustà, manutenzione, sistemi di fabbricazione, finiture) che da caratteristiche di piano regolatore, e calcolabile in base a leggi già emanate in materia.

Il progetto di piano regolatore da inviare all'approvazione dovrà a sua volta classificare gli stessi terreni, ma in base al valore assunto in seguito alle nuove condizioni organizzative e immaginando le opere del piano già eseguite. Il nuovo calcolo sarà fatto secondo i medesimi intendimenti e dipenderà dalle stesse caratteristiche influenti su quello primitivo.

Le singole parcelle, infine, potranno essere raggruppate in tre grandi categorie: quelle che mantengono il valore primitivo, quelle che presentano un aumento e le altre invece che hanno una diminuzione. Su queste basi sarà prodotto un bilancio finale, da allegare al progetto del piano, nella maggior parte dei casi attivo e sufficiente a dare il valore potenziale di una sistemazione urbanistica.

Naturalmente, per semplificare le cose, sarà meglio non arrivare neppure alla determinazione assoluta del valore dei singoli terreni, e fermarsi alla loro classificazione in una determinata categoria, ma sarà necessario invece fissare (e questo può essere fatto anche regione per regione) le differenze, in più o in meno, di valore fra una classe di terreni e l'altra, differenze facilmente valutabili in quanto derivano quasi esclusivamente da nuovi impianti di servizi pubblici, da apertura di strade, da passaggi fra zone

edilizie diversamente sfruttabili, da vincoli totali o parziali.

Due planimetrie 1:1500 potranno utilmente raggruppare sotto diverso colore i dati relativi alle due posizioni di partenza e di arrivo.

Al momento dell'utilizzazione dell'area, o al primo trapasso di proprietà, oppure quando l'Amministrazione comunale intenda realizzare le opere di piano regolatore, i proprietari dovranno mettere a pareggio il bilancio relativo al proprio terreno (attivo o passivo a seconda delle condizioni) con versamenti in denaro oppure con parziali cessioni e permuta di terreno nella zona interessata o in altre zone.

Con tali operazioni, ed essendo sempre un contraente il Comune, questo è in grado di controllare in certo qual modo il mercato delle aree e può formarsi quel patrimonio terriero, base di una qualsiasi amministrazione collettiva, che può garantire al singolo individuo la possibilità di realizzazione delle attrezzature e della messa in opera del piano regolatore approvato.

Si ha con ciò il rispetto fondamentale alla proprietà privata rimasta integra nel suo valore primitivo, ma nello stesso tempo il massimo rispetto alle esigenze della collettività a cui vanno in definitiva, come devono andare, i vantaggi dell'organizzazione urbanistica.

Questo, nelle sue grandi linee, può essere un tema di procedura per il progetto e la realizzazione dei piani regolatori, inteso a ridurre le distanze fra la teoria e la pratica urbanistica, inteso a facilitare il compito dell'urbanista e degli enti interessati, e permettere anche da noi la realizzazione di quei piani fino a ora purtroppo rimasti sulla carta come semplice esercitazione grafica o come pura utopia.

Speriamo che altri raccolga questo tema, lo discuta, lo sviluppi, ché, in special modo nel nostro campo, la collaborazione aperta, cordiale e chiara è un fattore di primaria importanza.

GIORGIO RICOTTI.

Sulla gelività dei conglomerati cementizi

L'A. dà una breve informazione sulla tecnica dei calcestruzzi con aria occlusa, suggerita dagli americani per ovviare alla gelività. Dà notizie di esperienze effettuate presso il Politecnico di Torino allo scopo di mettere a punto le attrezzature per lo studio della gelività dei calcestruzzi.

Un conglomerato cementizio esposto all'azione del gelo e del disgelo subisce delle profonde alterazioni, che si manifestano con sensibili variazioni delle proprietà meccaniche e della sua costituzione fisica.

Il controllo di tali alterazioni viene fatto in laboratorio sottoponendo dei provini di calcestruzzo maturo, immersi in acqua, a cicli ripetuti di gelo e disgelo. Si osserva, man mano che il numero dei cicli aumenta, una diminuzione della

resistenza a compressione, un'ancor più rapida diminuzione della resistenza a flessione e del modulo elastico, un aumento di volume del saggio e variazioni del peso dello stesso. Infine, dopo un certo numero di cicli, il conglomerato si disgrega completamente. L'insieme di questi fenomeni caratterizza la «gelività» del calcestruzzo.

Il numero di cicli che un conglomerato cementizio, che non abbia subito alcun trattamento speciale, può soppor-

tare senza disgregarsi, pur dipendendo da molti fattori (composizione del materiale, modalità di costipazione, dimensioni del provino, durata ed ampiezza dei cicli, ecc.) si aggira normalmente fra i 50 ed i 200.

È interessante rendersi subito conto dell'entità dei fenomeni sopra indicati. A tale proposito riportiamo in fig. 1 i risultati delle esperienze eseguite dal Bolomey (1) su prismi di calcestruzzo di dimensioni $7 \times 7 \times 16$ cm., disgregatisi dopo 50 cicli di gelo e disgelo.

Il deperimento è ancor più rapido quando le prove vengano effettuate con saggi immersi in soluzioni saline, e particolarmente in presenza di cloruro di calcio. Si è riscontrato per esempio che 20÷25 cicli di soluzione di CaCl_2 al 10 % sono equivalenti a 75÷100 cicli in acqua potabile. Questo fatto riveste notevole importanza quando si consideri che spesso le pavimentazioni in conglomerato cementizio vengono cosparse di cloruro di calcio per provocare il discioglimento della crosta di ghiaccio formatasi su di esse (strade, piste per aeroporti ecc.).

Il riuscire ad assicurare una sufficiente durata alle opere in conglomerato cementizio esposte all'azione del gelo (come nel caso di dighe, canali, costruzioni portuali, ecc. in zone di clima rigido) è un problema che sempre preoccupa i costruttori. Sarà pertanto interessante esaminare come si possa spiegare, secondo le teorie degli studiosi dell'argomento, l'azione disgregatrice del gelo sui conglomerati, e quali siano gli accorgimenti proposti per porvi rimedio.

Il meccanismo della disgregazione.

Le cause del deperimento del conglomerato sono certamente molteplici, ma possono, con sufficiente chiarezza, essere divise in tre categorie: 1) effetto delle reazioni chimiche; 2) tensioni provocate dalle variazioni non uniformi di volume degli elementi costituenti il béton; 3) tensioni provocate dall'aumento di volume dell'acqua interstiziale nel suo passaggio allo stato solido.

Non abbiamo purtroppo elementi sufficienti per valutare l'importanza delle reazioni chimiche che avvengono durante il gelo ed il disgelo del conglomerato. Pertanto ci limiteremo a sottolineare l'effetto nocivo, ripetutamente controllato, di alcune soluzioni saline, e ci soffermeremo di più sulle altre due cause di deperimento.

A proposito delle variazioni di volume sarà interessante studiare separatamente gli effetti prodotti dalle variazioni di temperatura da quelli dovuti alle variazioni di umidità (pur rammentando che in natura queste due circostanze agiscono in genere contemporaneamente).

Durante un ciclo di gelo e disgelo la propagazione del calore della massa del calcestruzzo non avviene in modo graduale nè uniforme. Ne consegue che il conglomerato subirà delle variazioni di volume non uniformi da punto a punto, donde la comparsa di tensioni interne. Il fenomeno risulta accentuato dalla presenza di armature. Il ferro, avendo una conduttività termica maggiore del calcestruzzo, si raffredderà più rapidamente e tenderà a staccarsi dal calcestruzzo.

Consideriamo poi col Valenta (2) la superficie di separazione fra un grano di aggregato e la pasta legante che lo avvolge (fig. 2).

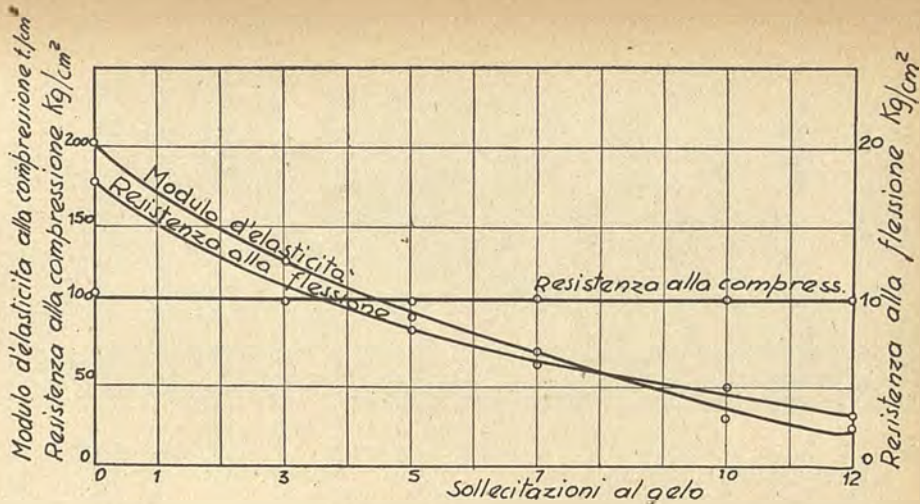
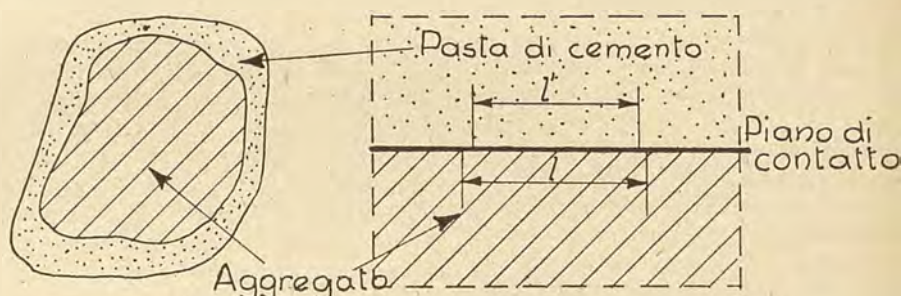


Fig. 1 - Variations de la résistance à compression, flexion et du module élastique d'un calcestruzzo sottoposto a cicli di gelo e disgelo (Bolomey).

Fig. 2 - Grano di inerte avvolto da pasta di legante (Valenta).



Se il coefficiente di dilatazione termica del grano è minore di quello della malta di cemento, col decrescere del valore della temperatura, la malta contrandosi più del grano risulterà tesa ed il grano compresso. (Il contrario avverrà quando la temperatura aumenti o quando l'inerte abbia coefficiente di dilatazione termica maggiore della malta). L'intensità di questa sollecitazione di trazione sarà direttamente proporzionale alla differenza tra la temperatura alla quale si è effettuato il getto e la temperatura attuale. Tale tensione andrà a sommarsi a quella già esistente e dovuta al ritiro.

Quando il valore di queste sollecitazioni supera il limite di resistenza alla trazione della malta, questa si fessura. Può invece avvenire che venga vinta l'aderenza fra aggregato e malta, si avrà allora un distacco locale fra aggregato e pasta legante. Comunque si avranno

sempre delle piccole soluzioni di continuità che indubbiamente diminuiranno la resistenza a trazione ed a flessione del provino, senza influire notevolmente sulla resistenza a compressione.

Queste ipotesi hanno avuto conferma sperimentale nelle ricerche effettuate dal Hornibrook (3), il quale ha riscontrato che la resistenza al gelo diminuisce quando si aumenti la differenza tra le temperature estreme del ciclo.

Sarà quindi buona norma, per ottenere in un calcestruzzo una buona resistenza al gelo, eseguire il getto ad una temperatura non troppo elevata (compatibilmente con le esigenze delle costruzioni eseguite in conglomerato), ed impiegare della ghiaia e della sabbia aventi coefficienti di dilatazione termica non molto diversi da quello della malta (che si può considerare uguale a $12,0 \times 10^{-6}$).

Riportiamo nella seguente tabella i più importanti coefficienti di dilatazione termica:

- 1) J. BOLOMEY: *Étude des revêtements des barages en maçonneries et en béton* - Atti del II Congresso delle Grandi Dighe, Washington D.C. 1936.
- 2) M. VALENTA: *Nouvelles recherches sur la gelivité du béton* - Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. Série Béton, Béton Armé No 3 maggio 1948. (Questa pubblicazione contiene inoltre un ampio numero di estratti bibliografici sull'argomento).
- 3) F. B. HORNIBROOK: *Application of sonic method to freezing and thawing studies of concrete*, « American Society for Testing Materials Bulletin », dicembre 1939.

MATERIALE	Coefficiente di dilatazione termica α
Granito	$7,9 \times 10^{-6}$
Silice	$13,37 \times 10^{-6}$
Grès	10×10^{-6}
Marmo	$8,5 \times 10^{-6}$
Calcare	$8,1 \times 10^{-6}$
Dolomia	$12,0 \times 10^{-6}$
Basalto	$10,0 \times 10^{-6}$
Laterizio	da $4,9$ a $5,5 \times 10^{-6}$
Calcestruzzo	$12,0 \times 10^{-6}$
Acciaio	$12,0 \times 10^{-6}$
Pasta cement.	$11,2 \times 10^{-6}$

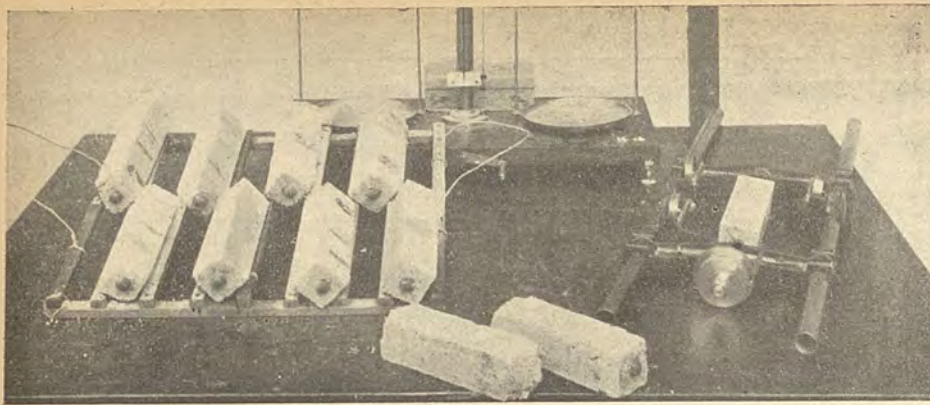


Fig. 3 - I prismi di calcestruzzo al termine della prova di gelività. A destra l'apparecchiatura Amsler per la misura degli allungamenti.

È noto che l'umidità provoca rigonfiamenti, aumenti di volume, che in genere non avranno lo stesso valore per l'aggregato e per la malta. Nasceranno pertanto anche in questo caso delle tensioni, di trazione o di compressione a seconda dei casi, tutte dello stesso ordine di grandezza.

Come già si era osservato precedentemente, se pure non si supereranno i limiti di resistenza alla compressione, si potranno invece formare delle lesioni a causa del superamento, in qualche punto, dei limiti di resistenza alla trazione della malta.

L'effetto distruttore dell'acqua a basse temperature è evidente.

L'acqua si infiltra per imbibizione nei canali capillari del béton, penetra sempre di più attraverso le fessure provocate dal ritiro e dalle variazioni termogravimetriche, si trasforma in ghiaccio con aumento di volume e premendo sulle pareti dei canali in cui è contenuta ne determina la rottura. Successivamente, per effetto della pressione che esso stesso esercita, il ghiaccio può ritrarsi in acqua, e questa, sempre a causa dello stato di pressione in cui si trova, viene sospinta sempre di più verso l'interno della massa di conglomerato, vincendo le tensioni capillari. L'effetto del gelo si propagherà dunque sempre più profondamente nella massa del calcestruzzo.

Primo ed intuitivo rimedio contro queste azioni dell'acqua è quello di dare al calcestruzzo la maggior compattezza possibile, in modo da ridurre l'igrosco-picità, ed evitare al massimo la presenza di fessure impiegando tutti gli accorgimenti necessari per ridurre l'entità del ritiro.

Calcestruzzi aventi le qualità sopra descritte sono in genere di elevata resistenza alla compressione ed alla trazione, qualità anch'esse indispensabili per ottenere una buona resistenza al gelo.

L'inclusione d'aria.

Un decisivo aumento della resistenza al gelo dei calcestruzzi si può però sol-

tanto ottenere a mezzo di una tecnica recente, che consiste nel provocare l'inclusione di una certa quantità d'aria nel getto durante l'impasto.

Le prime esperienze sull'argomento furono effettuate negli Stati Uniti e risalgono all'incirca al 1938. Da allora un imponente numero di esperienze e di applicazioni è stato effettuato dagli studiosi americani con risultati talmente soddisfacenti da meritare all'aria occlusa (entrained air) il nome di: « quinto costituente del calcestruzzo » (4).

In Europa questa tecnica ha avuto finora scarse applicazioni, che raramente sono uscite dalla fase sperimentale.

L'inclusione d'aria viene realizzata mediante l'impiego di sostanze « aeranti » (emulsionanti), che vengono aggiunte all'impasto all'atto della sua confezione. Delle numerose sostanze finora sperimentate (oli minerali, stearati, resine, alcool solfonato, ecc.) hanno dato il migliore risultato, e sono stati ufficialmente accettati dall'American Society for Testing of Materials (A.S.T.M.), i prodotti noti sotto il nome di *Resina Vinsol*, *Darex AEA* e *Pozzolite*, tutti di produzione americana.

Ai fini della resistenza al gelo, ciò che conta è la quantità d'aria prodotta, quale che sia l'agente provocatore la formazione dell'aria.

In effetti una certa quantità d'aria aggrantesi intorno all'1-2 % viene introdotta nell'impasto già durante la normale lavorazione. Nei procedimenti a cui

(4) *Bollettini Usis*: Una raccolta di articoli che si riferiscono ai calcestruzzi aerati, apparsi sul *Journal of the American Concrete Institute*, è stata pubblicata nel Primo Supplemento ai *Bollettini USIS* di Ingegneria. V. anche:

S. WALKER e D. L. BLOEM: *Study of Sands in Concrete subjected to Freezing and Thawing*, « *Concrete* », novembre 1949.

I. LYSE: *The Preparation of Concrete for Airport Runways* - A.S.T.M. Bulletin n. 161, ottobre 1949.

G. DEMARE e J. C. LE MORVAN: *L'occlusion d'air dans les Bétons*, « *Cahiers du Centre Scientifique et Technique du Bâtiment* ». Paris, luglio 1948, n. 4.

(5) M. DURIEZ, *Le béton a air occlus*, « *Travaux* », aprile-maggio 1950.

si fa riferimento, questa percentuale viene aumentata fino a un 5 ÷ 7 %, che l'esperienza ha dimostrato essere l'optimum per una elevata resistenza al gelo, senza che la resistenza a compressione risulti sensibilmente ridotta (non più del 5 %). Percentuali maggiori d'aria riducono invece fortemente la resistenza a compressione, specie per i calcestruzzi a basso dosaggio di cemento.

Gli sperimentatori americani sono concordi nell'affermare che in tal modo la resistenza al gelo e disgelo risulta aumentata di ben 5-10 volte rispetto al calcestruzzo ordinario, e tale effetto benefico si manifesta anche, e nella stessa misura, operando in soluzione di Ca Cl 2.

Il calcestruzzo aerato differisce nettamente dal cosiddetto calcestruzzo cellulare, sia per il modo con cui viene prodotto, sia per le sue caratteristiche meccaniche e fisiche. I calcestruzzi cellulari, ottenuti mediante inclusione di sostanze che a contatto con l'acqua provocano la formazione di gas (carburo di calcio, polvere di alluminio) hanno un aspetto molto poroso, con cavità di diametro dell'ordine di qualche millimetro, peso specifico basso (1000 ÷ 1200 Kg/mc.) e resistenza a compressione generalmente aggirantesi intorno ai 50-60 Kg/cmq.

I calcestruzzi aerati, mantengono invece in gran parte le caratteristiche fisiche e meccaniche di un calcestruzzo ordinario, in quanto le bolle d'aria sono finemente disperse nella massa del béton ed hanno dimensioni dell'ordine di 120-250 micron. La loro presenza determina degli allargamenti subitanei dei canalicoli attraverso i quali l'acqua penetra per capillarità, e pertanto, provocando delle improvvise cadute della pressione capillare, diminuiscono l'igrosco-picità del calcestruzzo (5).

Risultano così ridotti gli effetti delle variazioni di umidità e quelli provocati dall'acqua imbibita nel suo passaggio allo stato solido durante il gelo.

Non è d'altra parte da escludere che l'esistenza delle bolle d'aria consenta agli elementi del conglomerato di subire con maggiore libertà le variazioni di volume.

La tecnica dell'inclusione d'aria, oltre ad aumentare la resistenza al gelo, offre altri notevolissimi vantaggi. Infatti l'aria occlusa viene a sostituire una parte dell'acqua di impasto nella sua funzione di lubrificante delle particelle d'inerte. Si riesce così ad ottenere un determinato « slump » ed una determinata « lavorabilità » dell'impasto con una riduzione del tenore d'acqua e della quantità di sabbia avvolta dal velo d'acqua sottratta. La diminuzione del rapporto acqua/cemento comporta certamente un aumento di resistenza tale da compensare in parte la diminuzione di resistenza dovuta alla presenza delle bollicine d'aria. Inoltre è stato notato che i calcestruzzi aerati sono

molto meno «segregabili» dei calcestruzzi ordinari, e pertanto sono particolarmente adatti ai trasporti a distanza.

La misura della gelività.

Attualmente in Italia non esiste alcuna norma regolamentare che stabilisca quando un calcestruzzo debba considerarsi gelivo (esistono soltanto delle norme sulle prove di gelività dei laterizi).

Per avere un elemento di giudizio sulle misure da effettuarsi in questo caso, sarà necessario esaminare le esperienze effettuate all'estero e fare alcune considerazioni sulle conclusioni a cui sono giunti quegli sperimentatori.

Abbiamo già visto che cicli di gelo e disgelo provocano diminuzione di resistenza a compressione, a flessione e del modulo elastico, un aumento di volume del provino, un leggero aumento del peso nei primi cicli, e poi brusche diminuzioni di peso dovute al distacco delle parti disgregate.

Diversi autori americani reputano che un provino di calcestruzzo che presenti un allungamento del 0,1%, oppure una perdita di peso (per disgregazione) del 25 % dopo un numero di cicli di gelo e disgelo non inferiore a 200, possa considerarsi buono agli effetti della gelività. I cicli vengono effettuati in acqua potabile tra -20° e $+20^{\circ}$ C. ed hanno la durata di 24 ore ciascuno. Tali Autori effettuano inoltre periodiche misure di modulo elastico con metodi acustici.

Per controllare questi risultati e per avere qualche dato sulla legge di variazione dell'allungamento subito dal provino in funzione del numero di cicli, una serie di 24 provini di calcestruzzo a 6 mesi di maturazione (dimensioni $5 \times 5 \times 17,5$ cm., dosaggio 300 Kg. di cemento per mc., granulometria Fuller con dimensione massima dei grani uguale a 4 mm., impasto di consistenza plastica) è stata sottoposta presso il Laboratorio Sperimentale dei Materiali da Costruzione del Politecnico di Torino, a 60 cicli alternati di gelo e disgelo tra -20° e $+18^{\circ}$ in acqua potabile, e successivamente ad altri 10 cicli in soluzione di Ca Cl 2 al 10 %. Ogni ciclo completo aveva la durata di 6 ore. Metà dei provini fu impiegata per misure di resistenza a compressione, flessione e di modulo elastico all'inizio dell'esperienza e dopo 50 cicli. Gli altri 12 provini, prima dell'esperienza, e dopo 10, 50, 60 e 70 cicli vennero tolti dall'acqua e portati in una camera termoigrostatica alla temperatura di 18° ed al 70 % di umidità, ed ivi mantenuti per 48 ore prima di effettuare le pesate e la misura dell'allungamento. Per quest'ultima misura si fece uso della classica apparecchiatura Amsler, con sensibilità dell'1/100 di mm., adoperata generalmente per le misure di ritiro, ragguagliando ogni lettura a quella di una base di invar.

PROVINO N.	CICLO 10	CICLO 50	CICLO 60	CICLO 70 in soluzione Ca Cl 2 al 10%
	Allungamento ‰	Allungamento ‰	Allungamento ‰	Allungamento ‰
1	0,0172	0,0401	0,0571	0,114
2	0,0343	0,0742	0,080	0,097
3	0,0515	0,103	0,097	0,114
4	0,0515	0,103	0,036	0,114
5	0,0515	0,0467	0,040	0,057
6	0,0571	0,20	0,183	disgregato
7	0,0515	0,137	0,137	disgregato
8	0,0401	0,132	0,114	disgregato
9	0,0515	0,0742	0,074	0,097
10	0,0571	d i s g r e g a t o		
11	0,0571	0,160	0,172	disgregato
12	0,0571	0,148	0,172	disgregato

Nella tabella sono riportati i risultati di questa esperienza.

Appare subito evidente il rapido effetto distruttivo della soluzione di Ca Cl 2 ed il fatto, del resto facilmente prevedibile, che per primi si sono disgregati quei provini che dopo pochi cicli avevano presentato degli allungamenti più forti degli altri.

Nella fig. 3 sono riprodotti i provini al termine dell'esperienza. (Da notare che la disgregazione ha avuto inizio dagli spigoli, cioè là dove le variazioni di temperatura erano più sentite).

Dall'esame dei valori dell'allungamento si può concludere che i dati americani sono perfettamente attendibili (*).

Si è riscontrato anche un leggero aumento di peso dei provini durante i primi cicli. A nostro avviso, minor affidamento si può dare alle indicazioni che si possono ottenere dalla misura delle diminuzioni di peso subite per disgregazione, perché si è notato che talvolta basta una lieve scossa o la semplice pressione delle dita per determinare lo sgretolamento del saggio.

Le prove di compressione e di fles-

(*) Si osservi che una deformazione del 0,05 % corrisponde all'allungamento che il prisma subirebbe per effetto di un aumento di temperatura di $41,5^{\circ}$. Ciò significa che nelle strutture non liberamente dilatabili possono comparire, per effetto del gelo, delle tensioni parassite.

sione hanno confermato le esperienze del Bolomey.

Per quanto si riferisce alle misure di modulo, vi sono notevoli difficoltà di ordine pratico nell'eseguire la misura. In primo luogo non disponiamo attualmente in talia di un'attrezzatura per le misure di modulo con metodi acustici (vibrazione del provino). Comunque si può osservare che queste misure non possono avere un valore assoluto, ma solo di confronto in quanto le sollecitazioni a cui si sottopone il provino nel caso della misura sono molto piccole. Sottoponendo invece periodicamente il saggio a misure di modulo elastico con l'impiego degli usuali estensimetri, lo stesso risulta sollecitato a tensioni tali da compromettere il risultato della prova di gelività. Non resta altra via che eliminare dalla prova di gelività il provino di cui si è misurato il modulo, metodo questo dispendioso.

Come conclusione di quanto fin qui descritto, ci sembra lecito affermare che il problema della gelività dei calcestruzzi merita considerazione da parte dei costruttori italiani. Si ritiene inoltre opportuno che il nuovo regolamento italiano del cemento armato contenga per lo meno qualche suggerimento che riguardi la composizione dei calcestruzzi soggetti al gelo ed al disgelo e delle prove a cui essi dovranno essere sottoposti.

GIORGIO SZEMERE.

R E C E N S I O N I

Kirchhoff - Statik der Bauwerke. - 1. Band, 4. Auflage-Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1950.

Aderiamo volentieri all'invito dell'editore berlinese Wilhelm Ernst & Sohn, col

quale siamo in relazioni di informazione e scambio, di segnalare ai nostri lettori la quarta edizione della Statica delle Costruzioni (*Statik der Bauwerke*, 1. Band, 24 DM) di Kirchhoff. Le prime due edizioni (1921, 1928) furono curate dall'autore; le altre due (1943, 1950) sono po-

stume, però portano delle innovazioni onde aggiornare il testo con le norme ufficiali di unificazione (DIN) e di sicurezza per i carichi accidentali delle costruzioni.

Sostanzialmente questo primo volume contiene: richiami di statica grafica, geometria delle masse (momenti di inerzia, polari, ecc.), a tensioni normali e tangenziali nelle aste rettilinee, la trave piana staticamente determinata, le travi reticolari piane trattate con la teoria cinematica, le strutture reticolari nello spazio.

Il tutto svolto con grande concisione, ordine e chiarezza, cosa d'altra parte nota e che spiega il largo smercio delle precedenti tre edizioni presso discenti e professionisti.

A.C.M.

Règles d'utilisation des rondes crénelés et lisses pour béton armé de la limite d'élasticité supérieure à 40 Kg/mmq. Ed. Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris.

Le armature metalliche per cemento armato ad alto limite elastico sono oggi di alto interesse e perciò fabbricate secondo precisa normalizzazione. In Francia ne esistono di due qualità: lisce e con risalti nervati (per incrementare l'aderenza).

Questo opuscolo, edito dal benemerito Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics (Fr: 300), integra le *Règles BA 1945* in modo da render pratico e sicuro l'uso dei tondini ad elevato limite elastico. Il commento annesso è molto utile, anche perchè pone sott'occhi le differenze tra le regolamentazioni nei vari paesi. In più, allegate, delle tavole numeriche facilitano il calcolo delle tensioni normali e la verifica dell'aderenza.

Anche di utilissima consultazione per i costruttori in cemento armato la precedente pubblicazione « *Commentaires des règles d'utilisation de l'acier* ».

A.C.M.

T. A. Ödman - A Method for Solving Partial Differential Equations with Application to Rectangular Plates - Ed. Svenska Forskningsinstitutet för Cement och Betong vid Kungl. Tekniska Högskolan i Stockholm n. 10.

È un contributo alla teoria delle equazioni differenziali. Inizialmente il metodo risolutivo consiste nella trasforma-

zione dell'equazione differenziale in altre due differenziali ordinarie. La relazione tra queste due espressioni è data da una differente equazione che è detta « caratteristica ».

Il metodo è illustrato con l'applicazione al problema di valori caratteristici, relativi alla vibrazione libera di una lastra quadra con incastro a tutti gli angoli, per la quale è presentata una soluzione approssimata.

A.C.M.

Ing. G. Peri - Illuminazione moderna - 3^a ediz. aggiornata ed ampliata, pagg. 435 con 331 fig. e 63 tabelle. - Edizione Hoepli, Milano, 1950.

Esce in terza edizione il volume sull'illuminazione di uno fra i migliori tecnici del ramo, noto per i suoi studi non meno che per la lunga pratica e per l'esecuzione di molti ed importanti impianti, in particolare per quelli di originali concezioni, che hanno trasformato l'aspetto serale delle zone più frequentate della nostra Torino.

È dunque la voce dell'esperienza che risuona in queste pagine, fitte di grafici e tabelle, ed una voce sicura che guida ad apprendere una tecnica, cioè un'arte, fra le più suggestive ed utili del tempo

presente, fondata sulle solide basi della scienza più progredita e recente.

I due primi capitoli sono dedicati appunto a richiami di carattere scientifico e cioè alle unità fotometriche, all'efficienza delle lampade ed alle considerazioni generali sulla loro emissione e sui legami fra luce e visione.

Altri tre capitoli riguardano un esame particolareggiato dei vari tipi di lampade, da quelle ad arco ed a incandescenza a quelle, attualmente così importanti, dette a conduzione gassosa, e comprendenti i tipi a vapore di sodio e di mercurio ed i tubi fluorescenti.

Seguono due capitoli relativi ai calcoli fotometrici per l'illuminazione stradale e per l'illuminazione di ambienti chiusi.

Lo studio dei fotometri e delle misure che con essi si effettuano; la descrizione delle armature impiegate per le lampade e dei proiettori formano l'oggetto di capitoli successivi. Particolarmente ricche di notizie e di dati pratici si presentano le trattazioni sulla tecnica e sul costo degli impianti, sulla illuminazione dei campi sportivi, degli aeroporti, dei teatri e sulle segnalazioni luminose, che pongono problemi di speciali difficoltà ed in continua evoluzione.

Termina il volume una esposizione sulle questioni della illuminazione naturale che risulterà utile ai costruttori degli edifici civili ed industriali.

Auguriamo a questa terza edizione una diffusione ancora più ampia delle precedenti.

CESARE CODEGONE.

NOTIZIARIO LEGALE

Una sentenza del Tribunale di Torino

La riduzione in pristino, come conseguenza di una violazione di legge riguardante le costruzioni irregolari, deve intendersi ammessa nei soli casi espressamente previsti dalla legge, all'infuori dei quali la lesione dei diritti di terzi, attuata con la costruzione irregolare (sopraelevazione), dà solo luogo al risarcimento dei danni.

La sentenza Boido-Ricci-Cattaneo-Pane, della Corte d'Appello di Torino in data 16 maggio 1950-16 luglio 1950 (1^a Sezione), che riportiamo in altra parte di questo fascicolo, è molto interessante e, per quanto ci consta, non ha precedenti giurisprudenziali o dottrinali in terminis.

Secondo le norme che esistevano prima del nostro Codice Civile, le irregolarità nelle costruzioni, per violazioni di leggi o di regolamenti edilizi, quando questi potessero essere considerati come creanti un diritto del privato, davano a quest'ultimo la possibilità di quella sanzione diretta, che era rappresentata dalla riduzione in pristino.

Ma, come acutamente ha rilevato la sentenza della Corte torinese, l'articolo 872 cod. civ., ha portato, sia pure solo

implicitamente, un'importante deroga al suindicato principio, in quanto, nel disporre il risarcimento per il danno subito dalla violazione, ha previsto espressamente la riduzione in pristino solo per il caso che si tratti della violazione delle norme contenute nella « Sezione seguente, o da queste richiamate ».

E poichè nella sezione seguente non è contenuta, nè richiamata alcuna norma che riguardi le altezze dei fabbricati, appare evidente che l'ipotesi di sopraelevazione non possa dar luogo, giusta il succitato articolo, alla riduzione in pristino.

Si è voluto dal Legislatore prevenire, evitando il gravissimo effetto del ripristino, dei danni sociali molto maggiori del danno subito dai singoli privati.

Sia ben chiaro, però, che la sentenza della Corte d'Appello di Torino riguardava rapporti tra privati e che i diritti, invece, della pubblica Amministrazione non sarebbero assoggettati alla restrizione di cui all'art. 872 cod. civ. suindicato, dato che l'Amministrazione pubblica, munita di sovranità amministrativa, ha il diritto di far procedere al ripristino anche nel caso di sopraelevazione.

Ciò, come è noto, è accaduto precisamente a Torino a proposito di una costruzione che aveva determinate tante discussioni.

Il privato che si trova limitato nell'esercizio del suo diritto ad ottenere la sanzione integrale di una violazione, anche a traverso la riduzione in pristino, quando questa, come nel caso dell'art. 872 c.c. gli sia preclusa, essendo essa limitata solo alla pubblica Amministrazione, per obbligare la pubblica Amministrazione a chiedere per conto suo il ripristino.

Il privato, non ha, a questo riguardo, un diritto soggettivo verso la pubblica Amministrazione. Egli avrebbe solo la possibilità di una denuncia alla stessa autorità amministrativa o alla autorità superiore, per cercare di indurre l'Amministrazione stessa a far uso della sua facoltà di ordine di ripristino.

Ma una simile denuncia, che non potrebbe qualificarsi come ricorso vero e proprio, non potrebbe dar luogo ad una obbligatoria decisione formale sulla denuncia stessa.

ROBERTO CRAVERO.

LA SENTENZA

IN DIRITTO

I. - Premesso, come ha esattamente riconosciuto l'impugnata sentenza, che l'elevazione del 6° piano dello stabile Cattaneo è avvenuta in patente violazione locali di igiene e di edilizia (in particolare, della norma che stabilisce il rapporto fisso fra l'area del cortile e quella delle facciate dei fabbricati prospicienti il cortile stesso) si tratta di stabilire, per decidere sul fondamento e mole del primo motivo dell'appello principale, quali siano le norme che legittimano la demolizione, a sensi dell'art. 872 capov. cc.; e se fra queste debba intendersi compresa quella regolamentare sopraindicata.

Il vigente codice, accogliendo sostanzialmente la distinzione fissata nella più recente giurisprudenza, ha stabilito questo chiaro principio col citato art. 872, che l'inosservanza delle norme regolamentari di edilizia costituisce titolo per l'azione di risarcimento del danno, in ogni caso; mentre la riduzione in pristino si può chiedere soltanto quando si tratti della violazione delle norme contenute nella sez. VI del Tit. II del cod. (art. 873-899) o da detta sezione ri-

chiamate; il che si riscontra negli artt. 873, 886, 890, 892, 893, 896.

Orbene, la sentenza de qua è avvenuta alla censurata decisione di riconoscere nel caso in esame la facoltà della rimessione in pristino, considerando:

a) che un'interpretazione strettamente ancorata alla dizione letterale dell'art. 872 porterebbe in buona parte a distruggere l'efficacia in concreto della norma, in quanto, si dovrebbe fare riferimento solo alle disposizioni regolamentari richiamate in modo espresso dalla citata VI sezione del codice, il che contrasterebbe con la *ratio legis* e con lo scopo perseguito dal complesso di disposizioni di cui fa parte l'articolo 872;

b) che una più larga e razionale interpretazione portava a ritenere che anche la violazione delle norme regolamentari che considerano la cubatura d'aria dei cortili in relazione alla superficie delle costruzioni prospicienti, fissando il suindicato rapporto di proporzionalità, dia al leso la facoltà di chiedere la rimessione in pristino e ciò sotto il riflesso che si è pur sempre in tema di altezze e di distanze delle costruzioni, in materia cioè regolata dagli artt. 873, 886 c. c. che fanno espresso richiamo ai regolamenti locali.

Non ritiene però la Corte di poter aderire ai suindicati concetti.

Se sotto l'abrogato codice, la mancanza di norme specifiche in materia ha consentito profondi dissensi sia in giurisprudenza che in dottrina, sulla natura giuridica e sugli effetti dei regolamenti edilizi con speciale riguardo alla tutela degli interessi privati sotto forma di reintegrazione specifica, non può ammettersi che, attraverso un'interpretazione estensiva delle norme introdotte nel vigente codice, vengano ora riaffermati principii già enunciati da una parte della giurisprudenza, che non sono stati modificati nel citato art. 872 riguardante la violazione delle norme edilizie.

Nè a parere della Corte, si potrebbe giustificare una siffatta interpretazione sotto il riflesso che, potendo le norme del Codice, per principio generale, essere integrate da quelle dei regolamenti, non vi dovrebbe essere motivo di adottare un diverso regime per le norme che tendono allo stesso fine, solo perchè manchi un espresso richiamo nel codice.

È evidente, invero, che il suindicato principio generale trova nella materia in esame una precisa e insuperabile limitazione, come risulta appunto dal disposto dell'art. 872, giustificata dal carattere di eccezionalità della concessa facoltà di chiedere la riduzione in pristino per l'inosservanza delle norme di edilizia, facoltà riservata a ben determinati e limitati casi, mentre detta inosservanza costituisce sempre titolo, in ogni caso, per l'azione di risarcimento del danno.

Con le suindicate precisazioni sembra agevole alla Corte riconoscere che la norma del regolamento edilizio e d'igiene del Comune di Torino — la quale, come si è detto, stabilisce ora che l'area del cortile non debba essere minore di 1/5 dell'area delle facciate dei fabbricati prospicienti il cortile stesso — non può considerarsi integrativa di quelle indicate e richiamate dal citato art. 872 c.c. come ha invece ritenuto l'impugnata sentenza sotto l'erroneo riflesso che si versi per sempre in tema di altezze e distanze delle costruzioni e cioè in materia regolata dall'art. 873 c.c. che fa espresso richiamo ai regolamenti locali.

Nel senso ritenuto da questa Corte si è nettamente pronunciato il Supremo Collegio (1° sez. 29-3-1945 pres. Ferrara, est. Messina) che in identica fattispecie, prendendo in esame la disposizione regolamentare in relazione con le norme di cui agli artt. 872 e 873 c.c. vigente, ha ritenuto che quella mira esclusivamente a fini igienici e non a regolare distanza fra vicini, nè orizzontalmente nè verticalmente, cioè nè in larghezza nè in altezza, ma ad assicurare un minimo d'aria e di luce nell'interno di un fabbricato, con speciale riguardo agli ambienti di abitazione.

Che pertanto, detta disposizione regolamentare non aggiunge norme proprie a quelle generali della legge sulle distanze (art. 873) c.c. in quanto non disciplina l'identica materia in modo da costituire una diversa sistemazione dei rapporti stessi: donde la conseguenza che la violazione di essa fa sorgere nei riguardi del privato interessato solo il diritto al risarcimento dei danni, se ne sono derivati, e non anche il diritto di chiedere la restituzione in pristino.

Si tratta, in sostanza, di un'attenuazione del principio generale dell'integrità del risarcimento in genere in rapporto a una qualsiasi forma di violazione di un diritto, integralità che dovrebbe caratteristicamente includere, oltre al rifacimento delle conseguenze dannose, la riduzione in pristino considerata come diretta reintegrazione del diritto violato.

Tale attenuazione è consacrata con una norma di portata generale, attraverso l'attribuzione di un potere discrezionale al magistrato, dall'art. 2058 capov. c. civ.

E ritiene la Corte che il capoverso dell'art. 872 non costituisca, in definitiva, che un'applicazione di fattispecie di quella norma venendo limitata la facoltà di riduzione in pristino in seguito alla violazione delle norme di edilizia, ai casi che sono a considerarsi come degni di più radicale tutela, quale quelli espressamente previsti in norme determinate.

Devesi, in tale affievolimento del diritto alla reintegrazione di una sistemazione violata, riconoscere la influenza di una preoccupazione economica di in-

teresse sociale che, se discutibile per chi ponga il diritto individuale come caposaldo dell'ordinamento giuridico, non può considerarsi concludente per il magistrato tenuto ad applicare la legge.

In accoglimento pertanto del 1° motivo dell'appello principale, cui ha aderito la Cattaneo, e in riforma, su questo punto, dell'impugnata sentenza, va respinta la domanda attrice di demolizione del 6° piano sopraelevato nello stabile di via Mercantini 6, riconoscendosi che il Ricci, il quale ha subito innegabilmente danno per l'effettuata sopraelevazione di detto sesto piano in violazione delle citate disposizioni regolamentari, ha il diritto di esserne risarcito a norma appunto dell'art. 872 capov. c. c.

Danno da accertarsi e da liquidarsi in ulteriore corso di causa mediante la richiesta consulenza tecnica, disposta con separata ordinanza a sensi dell'art. 279, 2° comma c.p.c.

In attesa dell'accertamento del lamentato danno, non ritiene la Corte di concedere la provvisoria richiesta dal Ricci, mentre va invece disposta la restituzione della cauzione imposta a suo tempo dal Pretore in relazione alla sospensione dei lavori richiesta e ordinata ai sensi dell'art. 688 c.p.c. Cauzione che, in esito all'attuale pronuncia in riforma della sentenza di 1° grado, non ha ragion d'essere.

II. - Il risarcimento dei danni è stato richiesto dal Ricci anche per la sopraelevazione del 5° piano, in quanto fatta a suo dire, pur questa in violazione delle norme regolamentari e del suo diritto, anche se l'autorità municipale l'aveva autorizzata. E poichè tale sua domanda non è stata accolta dai primi giudici, con appello incidentale egli ha chiesto, su questo punto, la riforma della sentenza *de que* riproponendo sostanzialmente i rilievi fatti e gli argomenti svolti nel primo giudizio.

Sostiene, insomma, l'appellante che il Comune di Torino aveva potuto rilasciare il permesso di sopraelevazione del 5° piano ritenendola pressochè regolare in relazione al prescritto rapporto fra l'area del cortile e la superficie delle facciate, in quanto aveva erroneamente applicato l'art. 84 del Regolamento d'Igiene, considerando cioè il cortile e le facciate dei due stabili come unico complesso al pari di quanto costituivano una sola proprietà. Che invece, per l'avvenuta scorporazione in due lotti risalente al 1900 avrebbe dovuto calcolare il suindicato rapporto basandosi sull'art. 97 dello stesso Regolamento il quale stabilisce che nei cortili in cui siano fronteggianti altre proprietà oltre quella del richiedente, siano esse fabbricate o no, le fronti si devono considerare come fabbricate ed occupate da un muro di colmo dell'altezza di m. 21, salvo deroga da tale condizione

qualora tutte le parti interessate stipulino, con l'intervento del Municipio, regolare atto pubblico di sottomissione col quale si stabiliscono modalità tali da assicurare le esigenze dei regolamenti edilizio e d'igiene, quanto all'area dei cortili.

Che non esistendo tale atto di vincolo e dovendosi considerare le due proprietà separate, agli effetti edilizi, da un muro divisorio di 21 metri di altezza, anche se di fatto non esistente, anche la sopraelevazione del 5° piano non poteva essere consentita e veniva a ledere i diritti di esso appellante.

Che comunque, anche applicandosi, come è stato fatto, l'art. 84 del Regolamento d'igiene, considerandosi cioè i due cortili come un unico complesso, poichè era pacifico e documentato che detta sopraelevazione già determinava una deficienza del cortile rispetto alle facciate, sia pure in lieve misura (m² 9) tanto bastava per riconoscere al Ricci il diritto di risarcimento del danno.

La sentenza impugnata merita peraltro piena conferma su questo punto, avendo con esauriente e corretta motivazione dimostrato l'inconsistenza di tutti gli argomenti suindicati.

Esattamente è stato osservato che nella specie il Ricci non poteva richiamarsi al citato art. 97 del regolamento d'igiene in quanto che il rogito Costa del 1900 avendo stabilito una vera e propria servitù di passaggio e un uso reciproco dei cortili per i servizi dei due fabbricati, ha consacrato una contenza e cioè un diritto di comunione d'uso, che ha per presupposto inderogabile l'irremutabilità della linea divisoria virtuale dei due cortili (vincolata, dunque, a quota zero) come è precisato in detto rogito.

Esclusa pertanto, per convenzione privata, la possibilità di esistenza di costruzioni in detto cortile (ripartite in concreto, secondo lo stesso rogito, in mq. 141 attribuiti allo stabile Cattaneo e mq. 90 allo stabile Ricci) il caso in esame non poteva e non può essere regolato che dall'art. 84 e non già dall'art. 97 del citato Regolamento, poichè l'atto di sottomissione previsto dall'art. 97 non ha più motivo di sussistere, perchè altro scopo non persegue che di vincolare i proprietari coerenti e destinare una determinata area a cortile; fine già raggiunto e consacrato, come si è detto, dalla suindicata convenzione.

Con questo riconoscimento sostanziale viene a cadere, come ben hanno osservato i primi giudici, l'unica ipotesi di cui potesse raffigurarsi una violazione dei regolamenti comunali in relazione alla sopraelevazione del 5° piano di cui trattasi, attraverso cioè un'accertata errata valutazione, da parte degli organi competenti, dell'effettiva situazione dei rapporti fra le parti in causa.

Nè la domanda dei danni potrebbe trovare altrimenti giustificazione, come

sostiene il Ricci, sotto il riflesso che anche applicandosi l'art. 84 cui hanno fatto appunto riferimento agli organi municipali, vi è pur sempre una lieve eccedenza nel rapporto prescritto.

È nel vero, infatti, la sentenza impugnata quando, aderendo alla tesi delle convenute, afferma che, essendo demandato alla Giunta Municipale (a sensi dell'art. 94 del regolamento di igiene della città di Torino) il potere di risolvere a discrezione i casi dubbi che si possano presentare nell'applicazione delle norme del capo X (Igiene delle case di abitazione) prendendo per base del giudizio principalmente l'interesse igienico, ed avendo, in concreto, la Giunta rilasciato il permesso pur conoscendo la lieve eccedenza che sarebbe venuta a risultare in detto rapporto con la costruzione del 5° piano, non poteva il Tribunale annullare l'efficacia del permesso. Trovandosi di fronte all'esercizio di un potere discrezionale non sindacabile dall'autorità giudiziaria, e che esclude il sorgere di diritti soggettivi giuridicamente tutelabile.

È stato infine esattamente osservato nella sentenza *de qua*, che il fatto, lamentato dal Ricci, di vedersi impedito in avvenire di sopraelevare a sua volta la propria costruzione, non può determinare un danno giuridicamente risarcibile, una volta riconosciuto che la Cattaneo sopraelevò sì, detto 5° piano prima del Ricci, ma con regolare permesso e nei limiti, consentiti dai regolamenti, valendosi cioè in sostanza di un proprio diritto che non imponeva, per essere esercitato, alcun preventivo consenso. Nè può dirsi che sia con ciò violata la norma della parità di trattamento di fronte al sistema del regolamento vicendevole dei proprietari frontisti, non essendo punto anormale all'ordine giuridico che uno stato di priorità determini il sorgere di un diritto e la decadenza di un aprioristicamente uguale, potenziale, corrispondente diritto altrui.

L'appello incidentale del Ricci va pertanto respinto.

III. - Quanto ai rapporti Boido-Cattaneo relativamente alle conseguenze di una loro soccombenza nei confronti del Ricci in punto danni e spese per la sopraelevazione del 6° piano di cui sopra, rapporti che formano oggetto dei rispettivi appelli con riferimento al rogito Perron-Cabus e quanto infine alla riconvenzionale per danni proposta, a sua volta, dalla Boido nei confronti Ricci, va riservato il giudizio all'esito dell'istruttoria disposta con separata ordinanza per l'accertamento del danno subito dal Ricci stesso in conseguenza della sopraelevazione di detto 6° piano.

Per le spese del giudizio si provvederà con la sentenza definitiva come prescritto dall'art. 91 c.p.c.

PER QUESTI MOTIVI

BOLLETTINO DEI PREZZI

Per la valutazione dei costi delle opere compiute sono state pubblicate durante il 1947 ed il 1948 e continueranno a venire emesse delle schede di analisi con i prezzi unitari in bianco che il lettore potrà completare quando ne avrà necessità con i prezzi aggiornati in base al listino dei prezzi elementari. I prezzi riportati sono stati ricavati dalle informazioni avute dalle principali ditte di approvvigionamento del Piemonte.

ELENCO DEI PREZZI ELEMENTARI NELLA CITTÀ DI TORINO NEL LUGLIO 1950

A — Mano d'opera

(operai edili)

I prezzi sono comprensivi di tutte le variazioni sopravvenute fino al 1° ottobre 1949. Nelle quotazioni riportate sono incluse spese generali ed utili dell'impresa.

Operaio specializzato	L/h.	325	—
Operaio qualificato	»	305	—
Manovale specializzato	»	290	—
Manovale comune	»	270	—
Garzoni dai 18 ai 20 anni	»	255	—
Garzoni dai 16 ai 18 anni	»	200	—

B — Materiali

I prezzi si intendono per materiali dati a piè d'opera in cantieri posti entro la cinta daziaria esclusa la zona collinare e sono comprensivi di tutti gli oneri di fornitura gravanti direttamente sul costruttore comprese spese generali e utili dell'impresa.

I prezzi riportati nella prima colonna si riferiscono a forniture all'ingrosso effettuate direttamente presso l'ente produttore o presso l'ente autorizzato ufficialmente alla distribuzione nel caso di materiali soggetti a blocco.

I prezzi riportati nella seconda colonna si riferiscono ad acquisti al minuto presso rivenditori.

Terre - Sabbie - Ghiaie

Ghiaia naturale del Po e della Stura (sabbione)	L/mc.	650	750
Sabbia vagliata di fiume	»	600	800
Ghiaietto per c. a. vagliato di fiume	»	700	800
Sabbione di cava non lavato	»	350	350

Pietre e marmi

Pietra Borgone o Perosa lavorata alla martellina fine, senza sagome o con sagome semplici di spessore non inferiore ai 10 cm.	»	68.000	—
Pietra come sopra ma di Malanaggio	»	75.000	—
Marmo bianco leggermente venato in lastre per pedate di scale, semplicemente levigate su una faccia, su una costa e su una testa a squadra, con spigolo superiore leggermente arrotondato:			
spessore cm. 4	L/mq.	4.500	—
spessore cm. 3	»	3.900	—
Marmo come sopra per alzate, rifilate sulle coste, levigate su una faccia:			
spessore cm. 2	»	3.200	—
Marmo in lastre di dimensioni normali, semplicemente rifilate sulle coste, lucidate su di una faccia; spessore cm. 2; per pavimenti:			
Marmo bardiglio corrente	»	3.200	—
Davanzali in botticino lucidati su una faccia e per frontalino:			
di cm. 3 di spessore	»	5.000	—
Ardesie per copertura 40×40 scantonate e forate (per sviluppo di lastra)	»	250	—
Lastre di travertino per rivestimenti spess. cm. 4	»	3.000	—

Leganti ed agglomerati

(sacchi compresi - esclusa calce bianca)

Calce bianca in zolle (Piasco)	L/ql.	850	900
Calce idraulica macinata tipo 100	»	690	700
Cemento tipo 500	»	1.000	1.100
Cemento tipo 680	»	1.150	1.300
Cemento fuso	»	—	3.700
Gesso	»	400	420
Scagliola	»	650	—

Laterizi ed affini

Mattoni pieni 6×12×24 a mano al mille	L.	7.700	8.500
Mattoni tipo paramano (non sabb.)	»	14.000	—
Mattoni pieni di ricupero (compreso le teste) al mille	»	—	4.000
Mattoni semip. 6×12×24 al mille	»	7.200	7.800
Mattoni forati a due fori 6×12×24 al mille	»	6.300	7.000
Mattoni forati a 4 fori 8×12×24 al mille	»	7.500	8.000
Tegole curve com. (coppi) al mille	»	10.000	11.500
Tegole piane 0,42×0,25	»	16.000	15.500
Copponi (colmi per tegole curve) caduno	»	—	—
Colmi per tegole piane caduno	»	37	40
Tavelle tipo Perret da 2,5 cm. di spessore, al mq.	»	200	230
spessore 3,5 cm	»	220	250
Blocchi per c. a. con alette o fondelli per ogni cm. di spessore, al mq.	»	28	29
Blocchi forati laterizi per formazione di travi armate da confezionarsi a piè d'opera:			
da 8 cm. di spessore al mq.	»	290	320
per spessori da cm. 12 compreso in più per ogni cm. di spessore al mq.	»	32	35

Legnami

Tavolame d'abete e larice rifilato a lati paralleli di spess. da 2 a 4 cm. lungh. commerc. (4 ml.):			
prima scelta da lavoro	L/mc.	—	33.000
seconda scelta da lavoro	»	—	21.000
terza qualità per casseri	»	15.000	16.000
cortame	»	12.000	13.000
Tavolame di pioppo rifilato, spessore 4 cm. lunghezza commerciale (3 ml.).			
1ª qualità	»	13.000	—
Travi asciate grossolanamente uso Piemonte; abete o larice:			
lunghezze da 4 ad 8 ml.	»	—	—
lunghezze superiori agli 8 ml.	»	—	—
Travi asciate uso Trieste di abete lunghezze da 4 ad 8 ml.	»	12.500	13.000
» superiori agli 8 ml.	»	—	13.500

Travi squadrati alla sega; spigoli commerciali; lungh. e sez. obbl.

Abete: fino a ml. 6	L/mc.	—	17.500
oltre a ml. 6	»	—	19.500
Larice: fino a ml. 6	»	—	18.500
oltre a ml. 6	»	—	20.000

Murali in abete o larice di sezione 5×7 a 10×10, lungh. comm. .	»	16.000	16.000
---	---	--------	--------

Tondi in abete o larice fino a ml. 6	»	9.000	9.000
--------------------------------------	---	-------	-------

Legnami compensati, levigati su di una faccia. Pioppo tre strati:			
spessore mm. 3	L/mq.	350	375
» » 4	»	465	460
» » 5	»	580	660
» » 6	»	—	—

Pioppo cinque strati:			
spessore mm. 5	»	—	—
» » 6	»	690	740
» » 8	»	950	1.000
» » 10	»	1.200	1.300

Perlinaggio in larice da 25 cm .	»	—	—
----------------------------------	---	---	---

Metalli e leghe

Ferro tondo omogeneo per c. a. .	L/kg.	65	70
Ferro tondo semiduro per c. a. da mm. 15 a 30	»	65	75
Travi I.N.P. mm. 200-300 (base) .	»	70	75
Ferri a L-T-Z spigoli vivi o arrotondati	»	80	85
Ferro piatto di dimensioni 8-130 spessore 30-40 (base)	»	73	80
Lamiere nere di spessore inferiore ai 4 mm. (base)	L/kg.	130	150
Lamiere zincate da 4 a 5/10 mm. compreso	»	—	—
da 6 a 10/10 mm. compreso .	»	—	—
da 10 a 15/10 mm. compreso .	»	—	—
		160	250

Vetri

(in lastre di grandezza commerciale)

Vetri lucidi semplici spess. 1,6-1,9	L/mq.	450	500
Vetri lucidi semidoppi » 2,7-3,2	»	750	850
Vetri lucidi doppi (mezzo cristallo) spessore 4,0-4,5	»	1.300	1.800
Vetri stampati	»	900	1.000
Vetri rigati pesanti da lucernario .	»	1.000	1.100
Vetri retinati	»	1.400	1.600

Gres

Tubi in gres a bicchiere:			
Ø interno 8 cm.	L/ml.	550	650
» » 10 »	»	720	850
» » 12 »	»	900	1.000
» » 15 »	»	1.000	1.100
Curve Ø 8	L/cad.	480	500
» 10	»	710	730
» 12	»	880	910
» 15	»	1.100	1.300
Sifoni con ispezioni:			
Ø 8	»	1.500	1.700
» 10	»	1.900	2.000
» 12	»	2.500	2.700
» 15	»	3.400	3.600
Piastrelle in gres rosso 7,5×15 spessore 1 cm.	L/mq.	650	750

Manufatti in cemento

Tubi in cemento per cm. di diam. .	L/m.	18,50	20
Piastrelle in cemento unicolori 20×20 spessore cm. 2	L/mq.	420	450
Piastrelle in graniglia normale con scaglie di marmo fino a cm. 1,5; 20×20 spessore cm. 2	»	520	560
Piastrelle a scaglia grossa fino a 3 cm.	»	850	900
Pietrini di cemento	»	700	750

Materiali speciali agglomerati in cemento e amianto

Lastre ondulate da 6-6,5 cm. di spessore, 0,97×1,22	L/cad.	600	650
Colmi per dette (ml. 0,35×0,97) .	»	290	—
Lastre alla romana 5-6 cm. 0,57×1,22	»	300	—
Tirafondi da 11 cm.	»	20	—
Tirafondi da 9 cm.	»	19	—
Lastre piane spess. 6 mm., da 1,20×1,20×6	»	400	—

TUBI per fognatura				PEZZI SPECIALI				
Ø m/m	ml. 1	ml. 2	ml. 3	Curve aperte o chiuse	Braghe semplici	Giunti a squadr.	Paralleli	Sifoni Torino
80	285	540	770	180	340	320	245	775
100	370	700	1000	230	445	380	305	990
125	445	855	1215	265	485	450	360	1115
150	535	1020	1460	340	595	575	450	1260
200	810	1545	2210	520	900	830	590	1620
250	1060	2020	2280	665*	1260	1350	1010	2880
300	1435	2745	3915	845*	1765	1530	1260	3420

* tali prezzi sono per curve aperte; per curve chiuse sono rispettivamente 720 e 900

CANNE FUMARIE				PEZZI SPECIALI			
Ø m/m	ml. 1	ml. 2	ml. 3	Curve aperte o chiuse	Braghe semplici	Paralleli	Raccordi retti e obliqui
60	200	370	530	140	235	180	215
100	295	565	805	190	335	245	325
150	390	745	1060	250	460	340	450
200	515	985	1405	380	665	450	610
10×10	290	580	870	95	240	325	415
20×20	580	1160	1740	145	415*	700	775
30×30	1165	2330	3495	215	610	1060	1200

* tali prezzi sono per curve aperte; per curve chiuse sono rispettivamente 430 e 790

Nota bene: Sui prezzi della tabella viene attualmente applicato uno sconto medio del 20 %.

Agglomerati speciali

SACELIT

Tipo non intonato:

spessore 10 m/m	—	L/mq.	326
» 15 »	—	»	408
» 20 »	—	»	455
» 25 »	—	»	510
» 35 »	—	»	619
» 50 »	—	»	798

Tipo intonato:

spessore 15 m/m	—	L/mq.	660
» 20 »	—	»	720
» 25 »	—	»	690

Per acquisti all'ingrosso riduzione fino al 25 %.

Piastrelle ceramiche

Piastrelle ceramiche bianche 15×15 liscie (porcellana)	L/mq.	1.700	1.800
Piastrelle in terra smaltata tipo Saasuolo: 15×15	»	1.400	1.450

Serramenti in legno

Telaio per finestre e porte balcone a due o più battenti fissi e apribili, di qualunque dimensione dello spessore di 50 mm. chiudentesi in battuta o a gola di lupo, con modanature, incastr. per vetri, rigetto acqua incastrato e munito di gocciolatoio, con telarone di 6-8 cm. e provvisti di robusta ferramenta con cremonese in alluminio anche cromato e bacchetta incastrata, compreso l'onere della assistenza alla posa del falegname, misura sul perimetro del telaio, esclusa la verniciatura: in larice o castagno di 1 ^a qualità	L/mq	3.300	3.700
Telaio c. s. in legno rovere nazion. »	4.150	4.550	
Porte tipo pianerottolo per ingresso alloggi in mazzetta e con chianbrana in legno rovere nazionale a uno o a due battenti con pannelli massicci, lavorate secondo disegno della Direzione Lavori, con montanti e traverse dello spessore di 50 mm. e robusto zoccolo, complete di ferramenta, cerniere di bronzo, serratura a blocchetto cilindrico tipo Yale con tre chiavi, maniglie e pomi in bronzo e saliscendi incastrati, lavorazione finita per verniciatura a stoppino sulla faccia esterna (vern. esclusa) compreso l'onere d'ass. alla posa del falegname; misure sui fili est. del telarone della chianbr. »	5.800	6.500	
Id. id., ma con pannelli doppi in compensato di 7 mm. di spessore con ossatura cellulare . . »	6.300	7.000	
Porte a bussola su telaio con cornice coprigiunto in rovere nazion. ad un solo battente con pannelli a vetro o in compensato a uno o più scomparti, e zoccolo con pannelli doppi in compens. di 7 mm. di spess. con ossatura cellulare, con cornice e regolini per fissaggio vetri, lavorate secondo disegno della Direzione Lavori a doppia facciata con montanti e traverse dello spessore di 50 mm. complete di ferramenta, cerniere in bronzo, serratura a blocchetto cilindrico con tre chiavi, maniglie e pomi in bronzo, lavorazione finita per verniciatura a stoppino nelle due facciate (verniciatura esclusa) compreso l'onere dell'assistenza alla posa del falegname, esclusa la fornitura dei vetri, misure sui fili esterni delle cornici ed escluso eventuale imboassaggio da compensare a parte a seconda del tipo »	5.700	6.300	
Sovraprezzo in aumento (o in diminuzione) ai serramenti dei numeri precedenti per ogni 5 mm. di aumento (o di diminuzione) dello spessore »	6 %		
Diminuzione di prezzo ai serramenti dei numeri precedenti se al posto di rovere nazionale verrà impiegato larice nostrano o castagno »	22 %	—	

Aumento di prezzo ai serramenti dei numeri precedenti se al posto di rovere nazion. verrà impiegato:

a) - larice America	L/mq.	40 %	—
b) - rovere di Slavonia	»	40 %	—
c) - noce	»	70 %	—

Porte interne in legno a due battenti dello spessore di 40 mm. a pannelli in legno con modanature, con chianbrane, controchianbrane e imboassaggio, robusta ferramenta, saliscendi incastrati, serrature con chiavi, maniglie in alluminio a piè d'opera, ma con l'onere dell'assistenza alla posa, esclusa verniciatura (misurato sui fili esterni chianbrana, aggiungendo sviluppo di controchianbrana e imboassaggio):

in abete	»	2.850	3.400
in pioppo	»	2.850	—

Porte interne come descritte sopra ma a pannelli di vetro con regolini vetri esclusi (misura c. s.) abete » 2.900 | 3.100 | |

Porte interne c. s. pioppo » 2.900 | — | |

Gelosie scorrevoli in larice nostrano spessore 5 cm. complete di robusta ferramenta compreso l'onere dell'assistenza alla posa in opera esclusa verniciatura, misurate sullo sviluppo del telaio della finestra » 4.700 | 4.900 | |

Gelosie in rovere nazionale per finestre e porte balconi su pollici a muro, dello spessore di 50 mm. con palette spessore 11 mm. quasi tutte fisse, salvo poche movibili con opportuna ferramenta, chiudentesi a gola di lupo con spagnoletta in ferro per chiusura, compreso l'onere dell'assistenza alla posa del falegname esclusa la verniciatura » 4.650 | 4.850 | |

Id. id. come al precedente ma anziché su pollici a muro, in mazzetta con cornici di coprigiunto » 4.900 | 5.000 | |

Gelosie scorrevoli in rovere nazion. per finestre e porte balcone dello spessore di 50 mm. con palette spessore 15 mm. chiudentesi a gola di lupo con robusta ferramenta e rotelle di scorrimento su cuscinetti a sfere compreso l'onere dell'assistenza alla posa del falegname, esclusa la verniciatura » 5.300 | 5.700 | |

Persiane avvolgibili in essenza idonea con stecche sagomate di spessore non inferiore a 13 mm. collegate con treccia metallica, comprese guide in ferro ad U tinteggiate con una mano antiruggine, rulli, carrucole, cinghia, arresta cinghia, e ogni altro accessorio a piè d'opera con l'onere dell'assistenza alla posa, esclusa verniciatura (misurato sullo sviluppo del telo):

in legno di pino del Nord	L/mq	—	3.200
in legno di abete scelto	»	—	2.500

Persiane come sopra ma fornitura del solo telo completo di ganci:

in legno di pino del Nord	»	—	2.600
in legno di abete scelto	»	—	1.900

Apparecchi a sporgere per dette » — | 850 | |

Apparecchi igienici sanitari e accessori

Lavabi in ceramica 50×40	L/cad.	—	—
» » 64×46	»	—	6.000
» » 58×43	»	—	5.000

Lavabi a colonna in porcellana 64x40	Cad.	—	24.000
Rubinetti a collo di cigno per lavabi (cromati) da 3/8"	»	—	800
Rubinetti id. c. s. da 1/2"	»	—	900
Pilette di scarico per lavabi con catena e tappo, da 3/4"	»	—	400
Pilette id. c. s. da 1"	»	—	470
Mensole per lavabi da 35 cm. smaltate	»	—	500
Mensole id. c. s. da 40 cm.	»	—	—
Lavabi a canale in graniglia, con schienale in graniglia, sostegni in cemento; lungh. ml. 1; largh. ml. 0,50; profond. 25 cm. a due posti	»	—	3.000
Lavabi id. c. s. lungh. 1,50 a 3 posti	»	—	11.000
Lavabi id. c. s., lungh. ml. 2,50 a cinque posti	»	—	19.000
Vasi all'inglese in ceramica	»	—	7.500
Vasi all'inglese in porcellana	»	—	8.500
Vasi all'inglese in porcell. di lusso	»	—	10.000
Vasi ad aspirazione con cassetta a zaino	»	—	—
Sedili per vasi all'inglese con coperchio legno di faggio	»	—	1.000
Sedili id. c. s. senza coperchio	»	—	1.000
Sedili id in materia plastica tipo C. M.	»	—	2.500
Vasi alla turca in porcellana 55x65	»	—	9.500
Vasi alla turca in graglia 60x75	»	—	2.500
Cassette di cacciata da l. 10 in ghisa complete di rubinetto a galleggiante e catena	»	—	3.800
Tubi di cacciata in acciaio zincato	»	—	—
Orinatoi a parete in porcellana 36x28x47	»	—	18.000
Orinatoi con pedana 150x60 in graniglia	»	—	—
Spartiacqua in ottone per detti	»	—	700
Griglie in ottone per detti	»	—	800
Bidet normali in porcellana	»	—	9.000
Bidet di lusso in porcellana	»	—	—
Vasche da bagno in ghisa smaltata internamente, da rivestire, 170x70	»	—	42.000
Vasche id. c. s. a due bordi tondi	»	—	42.000
Gruppi bagno con doccia a telefono	»	—	6.500
Gruppi bagno senza doccia a telef.	»	—	—
Pilette sfioratore per scarico vasca	»	—	—
Lavelli in gres porcellato ad una vasca, 60x40x20	»	—	10.000
Lavelli id. c. s. a due vasche 90x45x21	»	—	19.000
Lavelli id. c. s. a due vasche 110x45x21	»	—	21.000
Lavelli in graniglia con colapiatti 120x45	»	—	—
Id. c. s. 100x45	»	—	—
Id. c. s. 80x45	»	—	—

Prezzi dei noleggi

Noleggio di un carro a un cavallo con conducente, all'ora	L/ora	—	350
c. s. con due cavalli e conducente	»	—	620
Autocarro fino a 30 q.li con conducente, alla giornata	L.	—	8.000
Maggiorazione per rimorchio, alla giornata	»	—	3.500

Autocarro fino a 60 q.li alla gior. L.	—	12.000
Maggiorazione per rimorchio, alla giornata	»	6.000

Lavori in ferro

Serramenti per lucernari di copertura a shed, capriate ecc. per vetrate in serie con scomparti di vetri da cm. 50-70 circa, formati con profilati comuni a spigoli vivi e intelaiature con ferri di grossa orditura, gocciolatoi in lamierini piegati da forte spessore, cerniere di sospensione in ghisa con attacchi e squadre per i comandi meccanici, squadrette fermavetri ed accessori vari, peso complessivo medio di circa kg. 23; lavorazione, assistenza alla posa e coloritura con una mano di antiruggine (esclusa fornitura ferro)	L/kg.	48	—
Serramenti apribili a battenti o a bilico formati da profilati comuni di piccole e medie dimensioni, scomparti vetri circa cm. 50x50 o analoghi, con il 40 % di superfici apribili di qualsiasi peso, misura e dimensione, comprese cerniere ed accessori, ma escluse apparecchiature d'apertura; lavorazione, assistenza, posa e una ripresa di antiruggine	»	60	—
Porte a battenti, pieghevoli a libro, scorrevoli formate da profilati comuni di piccola e media dimensione con scomparti a vetri di circa cm. 50x50 o analoghi e zoccolo in lamiera rinforzata di qualsiasi peso, misura e dimensione, escluse serrature e parti meccaniche di comando, ma comprese cerniere ed access.; lavorazione ecc. c. s.	»	65	—
Cancelli comuni costituiti da elementi di ferro tondo, quadro, esagono; con zoccolo in lamiera rinforzata, di qualsiasi peso, misura e dimensione, escluse serrature ma comprese cerniere ed accessori; lavorazione ecc. c. s.	»	45	—
Strutture metalliche per piani di scorrimento gru, grandi orditure, intelaiature varie, tralicci o pilastri, il tutto di tipo a orditura semplice, resi montati in opera; lavorazione:			
a) lavorazione saldata	»	40	—
b) lavorazione chiodata	»	45	—
Ringhiere in tubo in ferro tipo semplice senza curve ed a lavorazione saldata, peso circa kg. 10/mc. rese in opera, esclusa fornitura del materiale	»	63	—
Idem com sopra, ma con profilati normali e ad elementi formanti disegni semplici, peso circa kg. 20/ml.; lavorazione	»	55	—
Supplemento alle 2 voci precedenti per ringhiere in monta per scale	»	20 %	—

Direttore responsabile: **AUGUSTO CAVALLARI-MURAT**

Autorizzazione Tribunale di Torino n. 41 del 19 Giugno 1948

Edizioni **S. A. E. M. M. «MINERVA TECNICA»** - Torino

Tipografia **DEL SIGNORE** di **B. SERRA & C.** - Torino