

RASSEGNA TECNICA

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 fissate non impegnano in alcun modo la Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino

L' "Ars agrimensoria" nell'antica Roma

FRANCO MAGGI illustra se pure in modo schematico strumenti e metodi degli antichi agrimensori romani nella risoluzione dei problemi inerenti la misura e la suddivisione delle terre. Pone in evidenza inoltre come gli agrimensori romani abbiano, se pur inconsapevolmente, sfiorato l'intuizione geometrica cartesiana.

A) Premesse.

L'agrimensura nell'antica Roma si può dire legata alla nascita stessa della città se è vero, come storia e leggenda ci tramandano, che Romolo tracciò i confini della Città Eterna secondo le regole dell'arte agrimensoria.

Le operazioni inerenti la misura e la ripartizione delle terre erano già note a popoli assai più antichi dei Romani (Egiziani, Greci, Sanniti, Umbri, Etruschi) ma con Essi le cognizioni relative si arricchirono e si affinarono al punto da creare una vera e propria arte della misura o « *ars agrimensoria* ».

Invano però si cercherebbe alcunchè di scientifico negli scritti dell'epoca inerenti all'argomento perchè anzi più d'uno dei pochi studi pervenutici poggia su elementi talvolta palesemente errati. L'estensione raggiunta dall'agrimensura dimostra pur essa la tendenza dei Romani, in tale campo, al pratico piuttosto che all'approfondimento delle loro pur scarse cognizioni scientifiche.

Si potrebbero cercare i motivi per cui i Romani, più di altri Popoli, portarono l'agrimensura ad una posizione di tanto rilievo fra le loro attività. Certamente una delle cause determinanti di tale indirizzo va ricercata nella consuetudine instaurata in seguito alle conquiste territoriali, della Repubblica prima e dell'Impero poi, di ripartire parte delle terre sottomesse, fra i legionari. Ed è parimenti certo che tali operazioni, se si tien conto delle embrionali attrezzature allora disponibili e che illustreremo più avanti,

dovevano comportare una mole di lavoro imponente.

Molti sono gli scritti dell'epoca che accennano all'« *Ars Agrimensoria* »; poche sono invece le notizie sicure sugli strumenti e sui metodi che vennero usati dai primi agrimensori romani nell'espletamento delle loro funzioni. È lecito tuttavia pensare che lo scarso interesse per la ricerca teorica manifestato dai Romani, deve aver certamente influito nel senso di limitare, anche nel campo strumentale, le innovazioni.

B) Gli agrimensori Romani.

Le funzioni inerenti l'agrimensura furono riservate inizialmente ai Sacerdoti i quali erano così portati ad operare in un campo apparentemente tanto diverso da quello loro proprio.

Ci si può chiedere per quale ragione i ministri del culto fossero chiamati a tale compito.

Esistono secondo gli storici due ordini di ragioni a giustificazione del fatto:

1) il miglioramento delle condizioni di vita derivanti dalla trasformazione, allora in atto, della pastorizia in agricoltura doveva essere considerato un beneficio degli Dei e pertanto erano da ritenersi sacre tutte le operazioni che riguardassero, per qualche ragione, le campagne;

2) i Sacerdoti, a quel tempo gli uomini più dotti, erano depositari di ogni scienza ed erano fra i pochi a conoscenza del segreto dei numeri.

Era dunque naturale che i primi agrimensori fossero i Sacerdoti sia per il carattere sacro

delle operazioni sia perchè essi conoscevano con altri pochi i calcoli numerici connessi con tal genere di misure.

Pare però che con l'ingrandirsi della Repubblica i Sacerdoti lasciassero ad altri l'incombenza della misurazione riservandosi invece sempre le pratiche religiose inerenti l'operazione (1).

Nasce in questo periodo l'agrimensura come professione libera, alla stessa stregua dell'avvocatura, per quanto non altrettanto regolamentata. Non pare infatti che per tale esercizio fosse necessario a quei tempi un particolare bagaglio di studi bastando che l'agrimensore dimostrasse la propria onestà nelle sue funzioni. Infatti un editto stabiliva che « *si menses agrorum falsum modum renunciasset dicitur* », col quale il Pretore poteva, solo però se esisteva dolo e non per imperizia, condannare l'operatore al risarcimento dei danni.

Nè l'opera degli agrimensori si limitò alla misurazione delle terre poichè essi furono anche chiamati in sede di controversie ad assolvere funzioni di avvocato, perito, giudice, ecc. come attestano gli scritti che ci sono pervenuti (« *De controversiis agrorum* »).

Il nome dato dapprima agli agrimensori fu « *mentor* » che si tramutò più tardi in « *finitor* » per chi era liberamente eletto a tale ufficio.

Nel periodo Imperiale poi insieme a « *menses* » e « *finito-*

(1) Il compito di agrimensori spettò dapprima a cittadini liberi, quindi gradualmente anche, pare, a schiavi sia gratuitamente che a pagamento.

res » che esercitavano liberamente la loro professione, ne troviamo altri che vivevano al campo con le truppe, in qualità di veri e propri ingegneri militari, per le necessità contingenti dei distaccamenti ed il cui compito principale era quello di fornire all'esercito tutti gli elementi di misura o simili, di volta in volta occorrenti. Spettava ad essi quindi rilevare sezioni di corsi d'acqua, altezza di montagne, tracciare strade, regolare la costituzione delle colonie di legionari ecc. Le cognizioni che si richiedevano a questi erano peraltro maggiori che per i « *mensores* » e « *finitores* ». Infatti per accedere a tale posto era prescritta la conoscenza della aritmetica e della geometria il cui insegnamento avveniva pubblicamente da parte di « *docentes* » in apposite scuole istituite nelle principali città del-

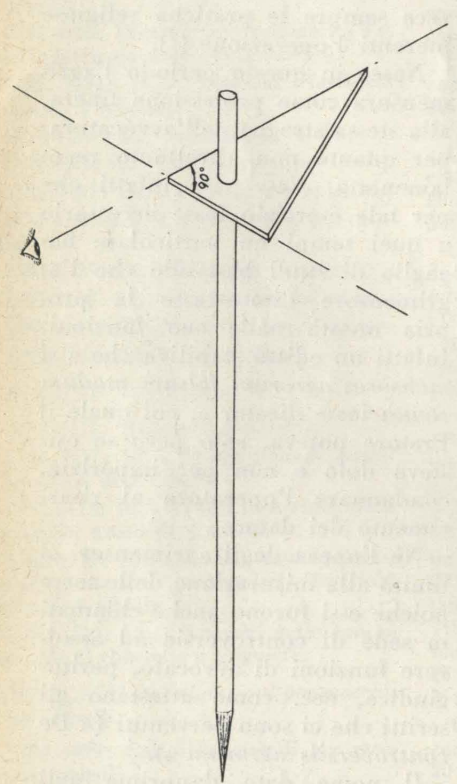


Fig. 1

l'Impero (Roma, Costantinopoli ecc.) come riportano i Codici di Teodosio e di Giustiniano.

Così solo sotto l'Impero l'agrimensura cominciò ad assumere carattere di disciplina e l'esercizio di essa fu infine permesso solo a chi possedeva i titoli necessari

per potervi degnamente assolvere. Di questo periodo possediamo scritti che attestano in modo sufficiente l'attività degli agrimen- sori e dai quali si rileva l'eleva- tezza e la varietà delle funzioni riservate alla categoria, tanto da farla ritenere paragonabile al corpo degli ingegneri negli Stati moderni.

C) Gli strumenti ed i metodi degli agrimen- sori romani.

Se molti cenni illustrativi com- paiono negli scritti degli storici permettendo di affermare con quasi assoluta certezza quanto sommariamente esposto, ben poco ci è pervenuto, come s'è detto, in merito agli strumenti ed ai metodi di cui si avvalsero « *men- sores* » e « *finitores* » nelle loro operazioni.

È certo comunque che gli agri- mensori si servirono di strumenti e metodi appropriati non potendo un'attività di tale portata svolgersi senza l'ausilio di questi ed è da presumere, come anche gli storici hanno riferito, che essi dis- ponessero di tutti gli strumenti necessari:

- a) per tracciare allineamenti;
- b) per misurare distanze;
- c) per tracciare o rilevare angoli.

Gli allineamenti (« *rigores* ») venivano tracciati per mezzo di asticcioline in legno (« *metae* o *signae* ») da cui derivano le attuali paline.

Le distanze venivano invece mi- surate mediante sbarre in legno o canne (« *perticae* ») distinguen- do la misura a canna spianata appoggiata al terreno) dalla misu- ra a canna livellata (« *cultella- tio* »). Pare che la loro lunghezza fosse di 10 piedi (circa 2,90 m).

Gli strumenti per la misura di angoli si limitavano alla misura o al tracciamento di angoli retti e, per quanto ci è pervenuto in merito, pare fossero dapprima la *squadra semplice* (fig. 1) (stru- mento di origini lontanissime) a cui in seguito (non si sa con cer- tezza quando) si affiancò la *groma* (fig. 2).

Questo fu lo strumento prin- cipe degli agrimen- sori romani tanto da far attribuire ad essi il

nome di « *gromatici* »⁽²⁾. Sarà utile, per l'importanza che lo strumento ebbe per l'arte agri- mensoria romana, dare qualche cenno illustrativo dello stesso.

La groma era composta di due parti distinte: il *ferramento* (a) e la *groma* o *stelletta* (b) seb- bene col nome di groma si inten- desse indicare l'intero strumento.

Gli elementi descrittivi della groma, pervenutici attraverso gli storici, contrastano con alcune rappresentazioni della stessa rin- tracciate in monumenti sepolcrali dell'epoca e ciò fa ritenere che non esistesse un solo tipo ma nu- merosi tipi di groma. D'altra par- te è logico presumere che lo strumento nel suo lungo periodo aureo possa aver subito, come succede con ritmo ben più incal- zante oggi per tutti i tipi di ap- parecchiature, modifiche più o meno sensibili. Ma pur nella di- sparità degli elementi in nostro possesso, risultano in ogni caso chiare le due parti costitutive pre- dette.

Il *ferramento* altro non era che un bastone metallico da infiggersi verticalmente nel terreno e fog- giato a punta all'estremo inferiore. All'estremo superiore invece il bastone era piegato a mensola per un tratto.

All'estremo libero del braccio terminale veniva imperniata, per il suo centro, la *stelletta* costituita da una croce con braccia a 90° le cui estremità erano denominate « *cornicula* » e portavano 4 pic- coli fili a piombo di ugual peso (uno per ciascun estremo) men- tre un 5° filo a piombo più pe- sante pendeva dal centro della stelletta e serviva a disporsi sul punto di stazione. La stelletta era poi libera di girare intorno al cen- tro di sospensione.

È facile vedere come una ap- parecchiatura del genere potesse servire come squadro a traguardi in quanto posto il filo a piombo centrale sopra il punto di stazione le altre 2 coppie di fili individua- vano immediatamente due piani verticali perpendicolari fra di loro.

Parimenti risultano immediati i difetti di un tale strumento prin-

⁽²⁾ Fra i più famosi ricordiamo Giulio Frontino, Siculo Flacco, Marco Giulio Nipsio, Igino.

cipalmente a causa della non as- soluta stabilità dei fili come già aveva a suo tempo rilevato Erone nel celebre trattato sul « *Traguar- do* » (egli infatti pur essendo a conoscenza della « *groma* » ne sconsigliava l'uso). I risultati ot- tenuti dai « *gromatici* » autoriz- zano peraltro a credere che i ti- mori di Erone circa l'inesattezza della groma fossero esagerati, o che tale inesattezza fosse in ogni caso compensata della maggior cura od abilità posta nelle opera- zioni.

I procedimenti seguiti dagli agrimen- sori romani per risolvere i problemi pratici furono proba- bilmente assai simili a quelli esposti da Erone nel « *Traguardo* ». Si sa che i risultati dei rileva- menti venivano rappresentati gra- ficamente sia sulla « *mappa* » o « *linteum* » sia sulla « *forma* » o

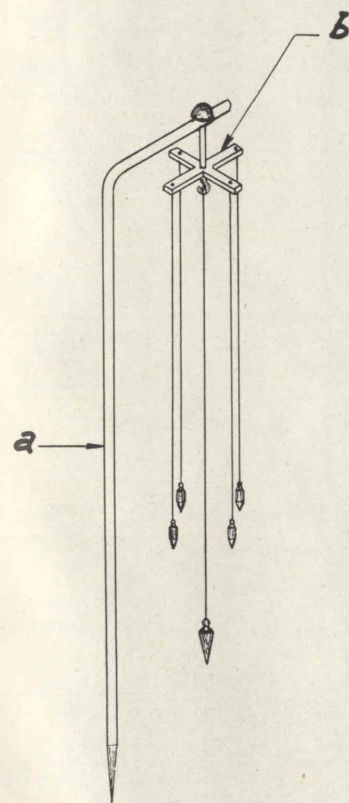


Fig. 2

« *aes fixum* ». La « *mappa* » era costituita materialmente da finis- sima tela su cui pare venissero segnati dati simili a quelli cata- stali odierni, mentre la « *forma* », di importanza maggiore, era co- stituita da una tavola in rame o bronzo su cui veniva inciso ciò

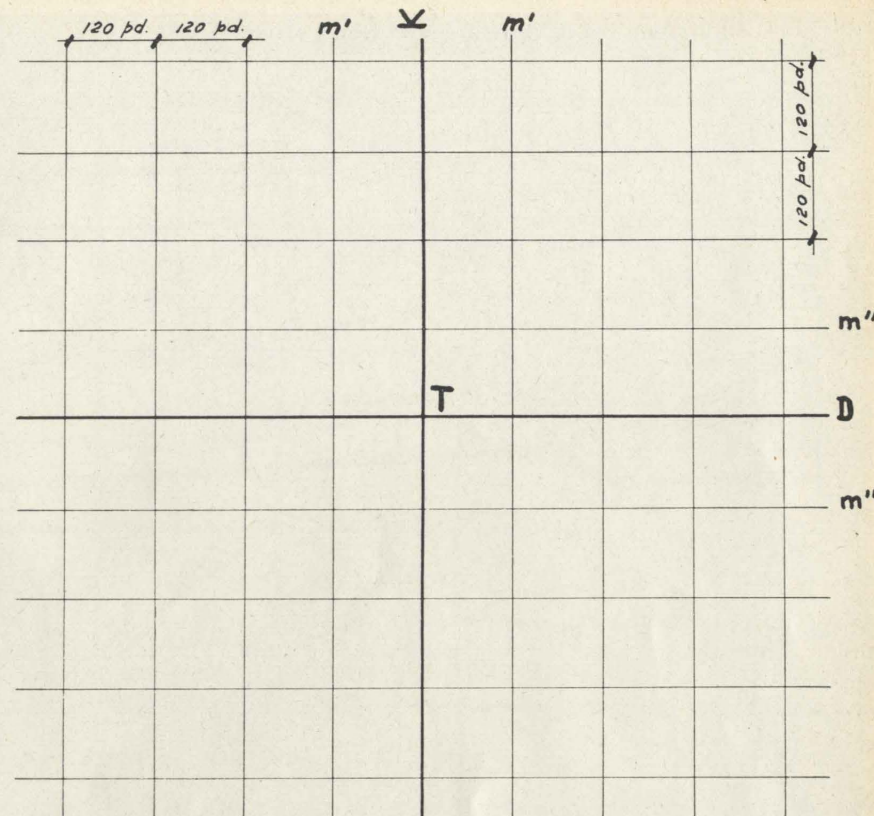


Fig. 3

K, Cardine - D, Decumano - T, « *Templum* » - m', « *Cardini minores* » - m'', « *Decumani minores* ».

che sulla mappa veniva disegnato. Il disegno consisteva quindi non solo nel tracciamento, sulla carta o sul metallo, dei particolari pla- nimetrici di maggior rilievo quali centri abitati, strade, corsi d'ac- qua, ecc. ma si aveva cura inoltre di accompagnare il grafico con una descrizione completa delle condizioni delle proprietà sotto l'aspetto giuridico. La mappa e la forma così completati facevano testo in tutte le controversie sor- genti fra confinanti.

Il riporto del disegno, per quanto alcuni studiosi lo neghi- no, pare venisse effettuato in sca- la. L'unità di misura lineare usata era il « *pes* » o piede corrispon- dente a m. 0,29 circa.

L'unità di misura superficiale era costituita da un quadrato di lato 120 piedi o « *actus quadra- tus* » equivalente quindi a 14.400 piedi quadrati. Due « *acti* » vale a dire 28.800 piedi quadrati costi- tuivano un « *juger* » o « *juge- rum* ». Tanto l'« *actus* » quanto il « *juger* » furono dapprima, come afferma il Mommsen, unità di lavoro (analogamente alla gior- nata piemontese) anziché di su-

perficie, indicando il primo il la- voro di una mezza giornata, il secondo quello di una giornata intera.

D) Le Colonie e le ripartizione delle terre.

Come accennammo all'inizio, era consuetudine presso i Romani ripartire le terre sottomesse sia fra i legionari che fra i cittadini romani. È in seguito a ciò che nacquero le *colonie* che indica- rono sia l'insieme dei cittadini o soldati che vi abitavano, sia i territori costituenti la stessa.

L'impianto della colonia era sempre accompagnato, come già s'è detto, da solenni riti religiosi celebrati dall'Augure per impe- trare sulla colonia il favore degli Dei.

Finito il rito propiziatorio ini- ziava la sua opera l'agrimensore; le operazioni per la ripartizione del territorio della colonia avve- nivano nel seguente ordine:

- a) tracciamento di due allineamenti fondamentali (« *maxi- mi* ») perpendicolari uscenti da un punto centrale del territorio

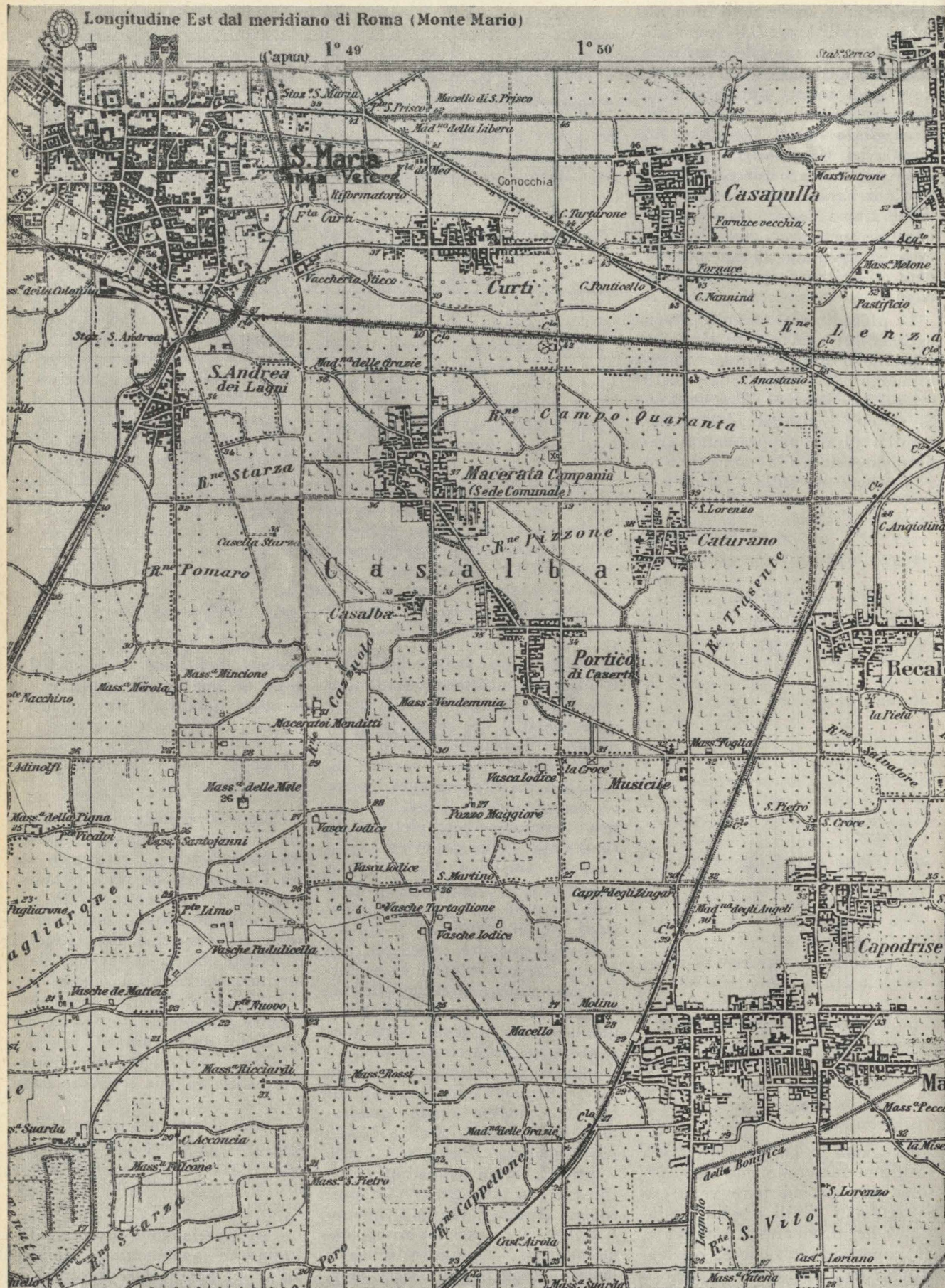


Fig. 4. - Reticolato romano nei pressi di Capua (S. Maria Capuavetere) - Tav. II - S.O. Fig. 51).

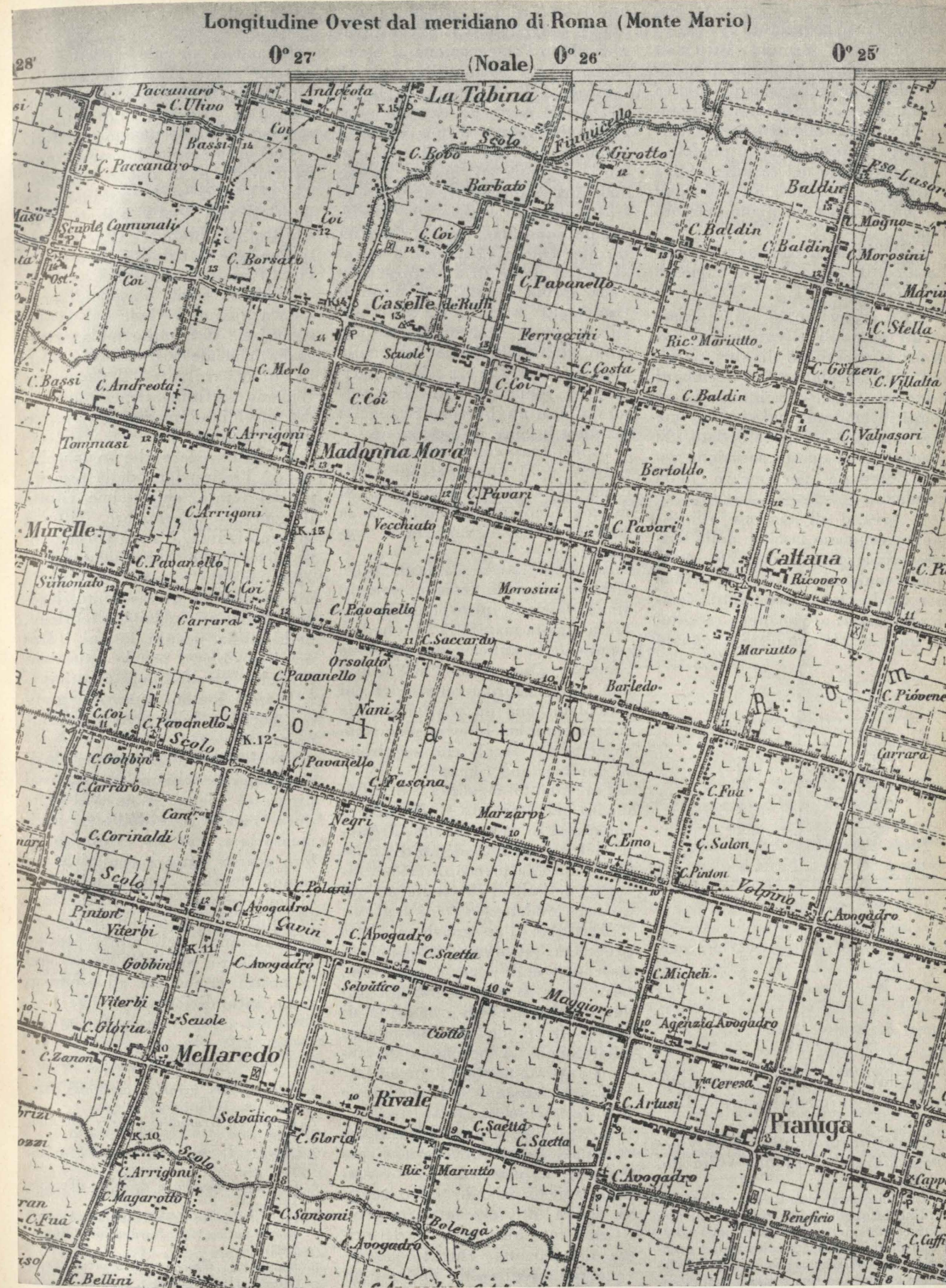


Fig. 5. - Reticolato romano nella zona di Venezia (Dolo) - Tav. III - N.O. Fig. 51).

e diretti l'uno in genere (3) secondo l'asse Nord-Sud (« cardine ») l'altro secondo Est-Ovest (« decumano »). Il punto d'incontro dei due allineamenti veniva denominato « templum » in quanto lì veniva officiato dal Sacerdote il rito propiziatorio predetto.

La direzione del cardine veniva tracciata riferendosi all'ombra di un gnomone su un piano orizzontale.

Individuato il cardine si procedeva con la groma al tracciamento del decumano;

b) tracciamento di allineamenti paralleli al cardine (« cardines minores ») e di altri paralleli al decumano (« decumani minores ») (fig. 3) a intervalli costanti in modo da individuare una rete a maglie quadrate di lato 120 piedi. Anche quest'operazione veniva eseguita per mezzo della groma.

A cavallo di ciascun allineamento venivano lasciate delle strisce di larghezza costante nelle quali venivano ricavate le strade per modo che ciascun lotto (« ager colonicus ») rimaneva racchiuso fra 4 strade che oltre a segnare

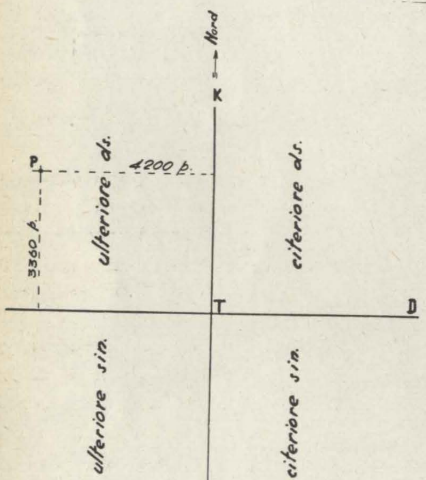


Fig. 6

i confini (« limites ») ne rendevano maggiormente agevole l'accesso.

I lotti misuravano così un « actus quadratus » ed una volta de-

(3) Non sempre difatti la direzione del cardine fu quella del meridiano; talvolta il tracciamento veniva fatto nella direzione della maggior lunghezza del territorio da suddividere oppure parallelamente a corsi d'acqua o strade importanti ecc.

finiti come sopra, venivano denominati « agri limitati » per divenire, dopo l'assegnazione ai beneficiari « agri adsignati ».

Strade di maggior larghezza (20 piedi) venivano ricavate ogni 20 maglie vale a dire a distanza costante di 2.400 piedi nei due sensi. Ognuna di queste maglie maggiori comprendeva quindi 400 « acti quadrati » ossia 200 jugeri.

Tale superficie veniva ripartita fra 100 coloni (2 jugeri a testa) da cui il nome di « centuria ».

La forma regolare dei campi (reticolato a maglie quadrate) attesta ancor oggi in diverse regioni italiane (specie in quelle pianeggianti) l'opera degli agrimensori romani e costituisce tuttora l'ossatura planimetrica della viabilità minore in dette zone.

Riportiamo come esempio (figure 4 e 5) due spezzoni tratti dalla Carta al 25.000 dell'I.G.M. in cui compare evidentissima la traccia della centuriazione romana.

Secondo taluni studiosi, oltre 100.000 ettari di terreno, solo in Italia, lasciano intravedere in maniera ancora manifesta l'inquadramento della antica colonizzazione romana. Le piccole alterazioni alla perfetta forma geometrica del reticolato sono da attribuirsi alle sistemazioni cui le terre sono state soggette nei secoli che seguirono la dominazione romana.

Per quanto riguarda l'orientamento del reticolato si può notare come esso si avvicini alla direzione del meridiano geografico in un caso ed abbia invece direzione diversa nell'altro, a conferma di quanto predetto.

Effettuata l'assegnazione della proprietà (« sors ») ai vertici di ciascuna delle stesse venivano posti dei picchetti contraddistinti da combinazioni di numeri e di lettere in modo da individuare chiaramente la posizione di ciascun appezzamento (1 jugero).

Il tracciamento del cardine e del decumano massimi divideva il territorio in 4 parti alla cui denominazione si procedeva disponendosi in prossimità del « templum » e guardando verso ovest. Si diceva *ulteriore* la parte oltre il cardine, *citeriore* la parte prima del cardine, entrambe venivano poi suddivise in destra e sinistra secondo che fossero dall'una

parte o dall'altra rispetto al decumano (fig. 6).

Basandosi su tale ripartizione, ciascun punto veniva definito indicandone la regione in cui giaceva e la distanza, in piedi, dal cardine e dal decumano massimi.

Così ad esempio indicando questi con K e D rispettivamente, con C e U la parte citeriore e la ulteriore con d ed s la destra e la sinistra, il punto P (fig. 6) potrebbe essere definito così: d.D.IIICCCLX.p - u.K.IIIICC.p.

Qualcosa come si vede di analogo a quanto avviene per la designazione del punto nella cartografia ufficiale vigente (U.T.M.), in cui il cardine ed il decumano vengono sostituiti rispettivamente dal meridiano medio del fuso e dall'equatore.

È facile vedere che se macchinosa è l'espressione della posizione del punto, chiarissimo risulta il concetto informatore. Sistema ingegnoso, è stato giustamente detto, che convenientemente approfondito e generalizzato da un popolo che avesse avuto il genio delle speculazioni teoriche, nella stessa misura in cui i Romani lo ebbero per le attuazioni pratiche, avrebbe potuto anticipare a quei lontani tempi, la grande scoperta della geometria cartesiana.

Concludendo, se nessuno degli Agrimensori romani contribuì al progresso della geometria, che pure era alla base dell'« ars agrimensoria », ciò va attribuito al loro scarso senso speculativo nel campo teorico, pur tuttavia non dimentichiamo che molti dei loro principi informativi ed alcune regole razionali nel campo pratico delle misure, meritano ancor oggi la nostra attenzione ed ammirazione incondizionata.

Franco Maggi

BIBLIOGRAFIA

1. GOESIO, *Rei agrariae auctores* (Amsterdam, 1674).
2. LACHMAN, *Gromatici veteres* (Berlino, 1848).
3. MOMMSEN, *Storia di Roma* (Torino, 1857).
4. G. ROSSI, *Groma e quadro* (Torino, 1877).
5. E. PAIS, *Storia della colonizzazione di Roma antica*, ed. Nardecchia (Roma, 1923).
6. MARINELLI, *Tracce topografiche della colonizzazione romana*, Atlante I.G.M. 1921, Tav. 62.

I mezzi ferroviari per il coordinamento strada-rotai

ALBERTO RUSSO-FRATTASI ricorda che nel settore dei trasporti, specie per quel che riguarda l'organizzazione, i rapporti internazionali che la C.E.E. ha creato mirano a innovazioni sostanziali soprattutto per quel che riflette il coordinamento e l'armonizzazione fra i vari mezzi di trasporto; e in proposito, rilevando tuttavia come in Italia, già aggravata dalla deficienza di strade, continui a sussistere una sorda competizione tra strada e rotaia, indica le vantaggiose possibilità di una reciproca collaborazione tra i trasporti stradali e ferroviari.

Ai veicoli ferroviari che vengono fatti circolare sulle strade ordinarie, con opportune attrezzature od a bordo di speciali veicoli stradali, fanno riscontro gli autocarri, i rimorchi e semirimorchi stradali che viaggiano su rotaia a bordo di un carro ferroviario appositamente attrezzato all'uopo.

Questi veicoli possono essere divisi in due categorie a seconda che siano costruiti per essere disposti sui carri con il loro asse parallelo a quello della via o perpendicolare ad essa.

Veicoli stradali che possono essere caricati su vagoni con il loro asse parallelo a quello della via.

I primi veicoli di questo tipo furono messi in circolazione negli U.S.A. verso il 1926 dalla Chicago, North Shore & Milwaukee Railroad e sono comparsi in Francia verso il 1953. Essi sono conosciuti: negli U.S.A. sotto il nome T.O.F.C. (« trailers on flat cars ») o, più comunemente come « Piggy-back », in Germania sotto il nome di « Huckpackverker » (1) e in Francia sotto quello di « veicoli rail-route ».

Il materiale « strada-rotai » comprende:

a) mezzi stradali

— trattori,

— semirimorchi speciali muniti di dispositivi che ne permettano la sistemazione sui carri ferroviari;

b) mezzi ferroviari

— dispositivi atti a permettere il passaggio di semirimorchi dalla strada al carro ferroviario portatore,

— carri ferroviari portatori.

I trattori in genere non presentano alcuna caratteristica particolare: è sufficiente che essi siano muniti dell'argano di attacco unificato e del freno continuo per per-

(1) Vedi dello stesso autore: *I mezzi stradali per il coordinamento strada-rotai*, « Atti e Rassegna Tecnica », novembre 1958.

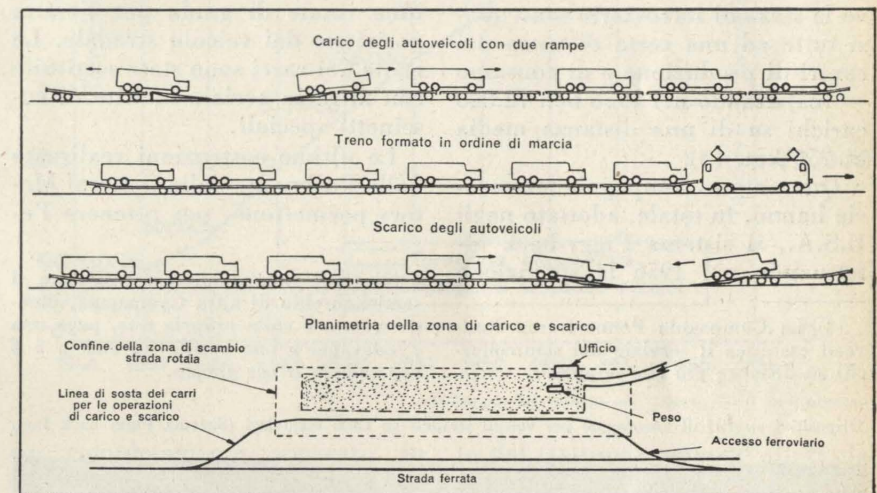
mettere l'agganciamento del semirimorchio; inoltre la loro larghezza massima non deve superare i metri 2,10.

I semirimorchi hanno invece delle caratteristiche peculiari sia costruttive che di esercizio tali da differenziarsi nettamente dagli altri mezzi simili.

Il trasporto ferroviario dei semi-

b) le altre — circa quaranta — utilizzano i propri semirimorchi vendendo al cliente il servizio porta a porta.

La New York, Hew Haven and Hartford Railroad — ad esempio — che iniziò tale servizio nel 1937 caricando 1.500 semirimorchi, ne ha trasportati nel 1956 circa 54 mila.



Schema di carico e scarico di un treno carico di autoveicoli industriali.

rimorchi potrebbe riuscire vantaggioso agli autotrasportatori — sempre che fossero applicate tariffe opportunamente studiate dalle Ferrovie — sui percorsi lunghi potendosi sfruttare non solo la maggiore velocità permessa dalla ferrovia, ma anche il fatto che nei percorsi terminali su strada un solo trattore potrebbe portare a destinazione successivamente più semirimorchi; si verrebbe così a ridurre notevolmente il numero di unità motrici occorrenti e con esse le spese di manutenzione, di personale, di assicurazione, etc.

Negli ultimi anni diverse compagnie ferroviarie americane hanno iniziato regolari servizi di trasporto di semirimorchi su carri piatti. Tale servizio viene svolto in due forme differenti e precisamente:

a) alcune compagnie — otto in totale — effettuano il trasporto di semirimorchi di clienti;

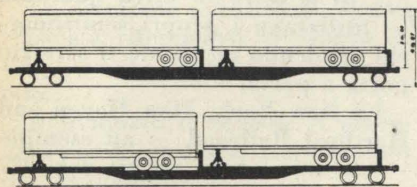
I veicoli stradali normalmente impiegati a questo scopo negli U.S.A. sono dei semirimorchi metallici, di lunghezza variabile da m. 6,70 a m. 10,60, che vengono di solito caricati in coppia su ogni carro; ve ne sono anche di lunghezza ridotta (da m. 4 a 4,50) che permettono il carico in terna sul carro. Il carico utile varia quindi — a seconda dei veicoli adottati — da 7 a 22 tonn. (2).

I primi carri ferroviari impiegati dalla compagnia New York, New Haven and Hartford, erano lunghi 12 m., ed erano leggermente modificati per permettere il carico di testa e l'ormeggio: essi permettevano quindi il carico di un

(2) La grande maggioranza di tali veicoli è del tipo a furgone alcuni dei quali isolati termicamente per il trasporto di derrate facilmente deteriorabili; esistono anche dei semirimorchi cisterne impiegati generalmente per il trasporto del latte.

solo veicolo. Nel 1955 ancora 400 carri di questo tipo erano in servizio oltre a quelli più moderni lunghi 23 m.

Recentemente la Southern Pacific Co. ha adottato tale sistema di trasporto nelle regioni dell'East



Sistema Piggy-back.

Texas e del West Louisiana — dove le stazioni ferroviarie sono quasi tutte ad una certa distanza dai centri di produzione e di consumo — realizzando nel 1956 ben 72.000 carichi su di una distanza media di 756 km. (3).

Quarantotto compagnie ferroviarie hanno, in totale, adottato negli U.S.A., il sistema Piggy-back effettuando nel 1956 la spedizione

(3) La Compagnia Pennsylvania Railroad esercisce il servizio dei semirimorchi su distanze più che doppie.

di circa 200 mila semirimorchi (4). La tendenza generale per lo sviluppo di tale servizio è quella di adoperare carri-ferroviari appositi lunghi fino a circa 25 m., ed attrezzati in modo da rendere rapidissime le operazioni di aggancio, sgancio, carico e scarico.

I pianali dei carri sono stati realizzati mediante la trasformazione di ordinari carri piatti da 40/50 tonn., carri nei quali il pavimento è stato sostituito da un tavolato dello spessore di cm. 7,60: in più, nella zona occupata dalle ruote dei rimorchi, l'assito è stato rinforzato con lamiera di acciaio sulle quali sono state disposte opportune rotaie di guida per l'esatta posizione del veicolo stradale. Le ruote dei carri sono state sostituite con altre in acciaio munite di cuscinetti speciali.

Le ultime costruzioni realizzate dalla Pullman e dalla General Motors permettono, per ottenere l'e-

(4) Ogni Compagnia per utilizzare il semirimorchio di altra Compagnia, mentre questo è sulla propria rete, paga una « redevance » che oscilla da 3.25 a 5 \$ per veicolo o per giorno.

satta centratura del veicolo stradale, di abbassare od alzare la parte centrale del pianale, oppure presentano lungo i fianchi due piani ribassati per la guida dei pneumatici.

È opinione diffusa presso gli utenti ed i trasportatori in U.S.A. che il sistema Piggy-back possa sostituire, nel volgere di pochi anni, tutti i carri chiusi apportando alle compagnie ferroviarie dei notevolissimi vantaggi economici.

Per contro, allo stato attuale, ancora moltissimi sono i rimorchi ed i semirimorchi che pur caricati su carri piatti sono a questi fissati a mezzo di catene ed altri dispositivi di lenta manovra e costosa manutenzione. Per tale motivo 5 delle grandi Compagnie di trasporto hanno sperimentato il sistema francese, così detto UFR, che ha loro permesso di ridurre notevolmente i costi delle operazioni terminali.

Poiché la sagoma limite dei rimorchi UFR raggiunge i limiti di ingombro ammessi sulle strade americane, le ruote ausiliarie con bordino metallico non possono essere montate all'esterno degli assi e pertanto devono essere poste fra le ruote. I carri speciali necessari al trasporto di questi veicoli sono piatti, lunghi 23 m., con due carrelli a due assi, senza sponde e senza pavimento e non portano che le rotaie di rotolamento dei semirimorchi e due passerelle di servizio. Il fissaggio dei veicoli sui carri è assicurato da 5 paia di ganci pieghevoli portati dagli stessi carri.

La necessità di avere un collegamento non troppo rigido tra carico ferroviario e semirimorchio ha anche favorito l'applicazione del sistema UFR negli U.S.A. in quanto nelle manovre a spinta la merce contenuta nei semirimorchi subiva molto spesso delle avarie. Sui carri della Piggy-back Inc. gli urti sono assorbiti da dispositivi particolari elastici simili a quelli adottati dai « wagons Surbaissier » della S.N.C.F.

Nel Canada la Canadian Pacific e la Canadian National hanno istituito un servizio di semirimorchi su carri tra Montreal e Toronto. Sono stati utilizzati dei semirimorchi furgoni da 6 a 10 m. caricabili in ragione di 1 o 2 per carro.

In Francia i veicoli strada-rotaia caricati su vagoni con il loro asse parallelo a quello della strada sono rappresentati dai semirimorchi, dai rimorchi e dagli articolati.

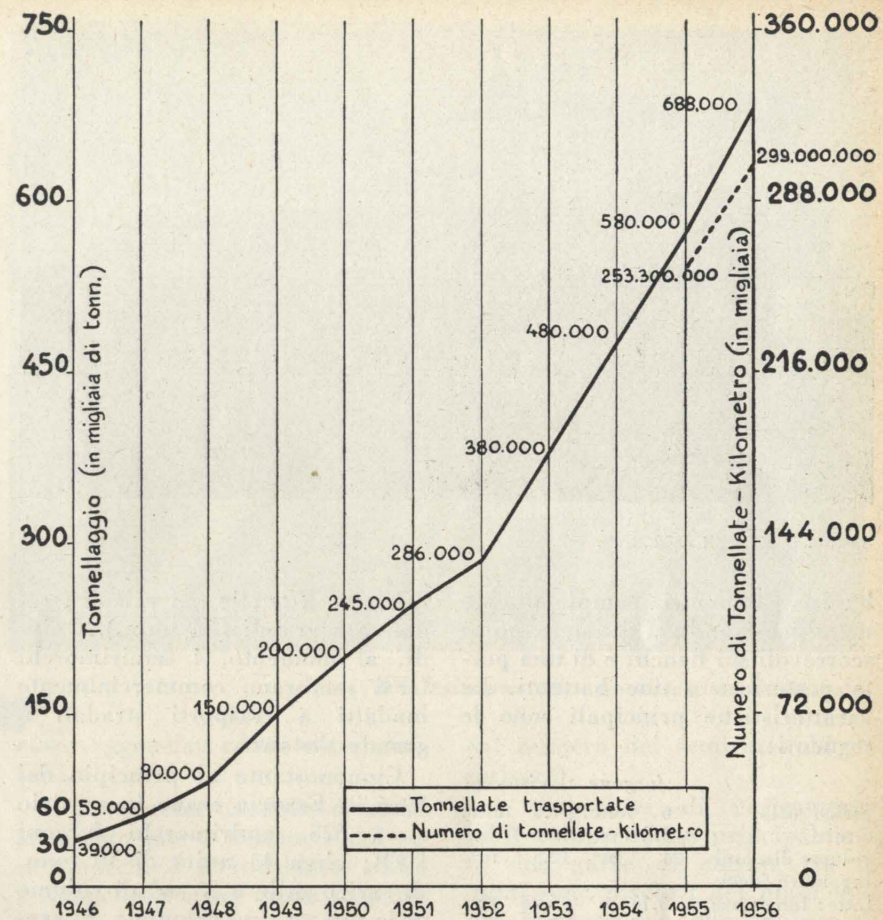
Diversi sono stati i sistemi provati per realizzare un veicolo strada-rotaia (Macquart, Codet, UFR, ecc.), e dopo l'ultima guerra vi è stata la tendenza ad unificare tutti i veicoli strada-rotaia secondo il sistema UFR (Société pour l'union des transports Ferroviaires et Routiers) (5).

Costruttivamente questi semirimorchi si differenziano nettamente dai comuni rimorchi stradali.

Il loro treno posteriore, in tutto uguale a quello dei mezzi stradali, presenta infatti, collegato al mozzo di ognuna delle ruote, un cerchione metallico munito di bordino, di diametro pressoché uguale a quello della ruota stradale sgomata, sporgente dal filo esterno delle gomme. Il treno anteriore è costituito da due ruote metalliche indipendenti di tipo ferroviario, cioè munite di bordino, montate su sospensione elastica; queste ruote anteriori hanno circa la stessa dimensione e l'identico scartamento dei cerchioni posteriori. Durante il caricamento sul carro ferroviario il rimorchio guidato dalle quattro ruote a bordino rotola su due rotaie di cui il carro stesso è munito; l'altezza del fungo di tali rotaie sul piano del carro è tale che i pneumatici vengo-

(5) Le tonn. trasportate a mezzo di semirimorchi strada-rotaia sono state nel 1956 ben 786.207 contro le tonn. 306.400 del 1952, con un aumento quindi superiore al 150%. Questo sviluppo è stato facilitato da alcune disposizioni legislative (decreti emanati nel 1938 - nel 1939 ed emendati il 14 novembre 1949) che mediante agevolazioni finanziarie e restrizioni nell'esercizio hanno reso economicamente conveniente la collaborazione strada-rotaia. Infatti mentre con i decreti del 1938-1939 la convenzione tra SNCF ed i trasportatori privati precisava:

la consistenza numerica dei rimorchi dell'impresa,
la clientela che poteva essere servita,
la natura ed il testo della licenza per il nuovo servizio strada-rotaia,
nel 1949 gli accordi contemplavano:
l'entità della partecipazione finanziaria della SNCF,
l'equivalenza di una tonn. di veicolo stradale con tonn. 1,2 di carico utile minimo nel rimorchio strada-rotaia,
rapporto trattore rimorchio di 1 a 5 con permesso di circolazione in un raggio di circa 35 km. dalla stazione.



Sviluppo del traffico col sistema UFR in Francia.

no completamente scaricati, in modo che il peso gravi tutto sui cerchioni metallici. Durante il trasporto il rimorchio è fissato alle rotaie longitudinali del carro per mezzo di tacchi a profilo specialmente studiato per ottenere che gli urti longitudinali siano assorbiti in maggior parte dall'effetto di gravità.

Fuori del carro le due ruote anteriori poggiano sulla strada solo quando il semirimorchio è separa-

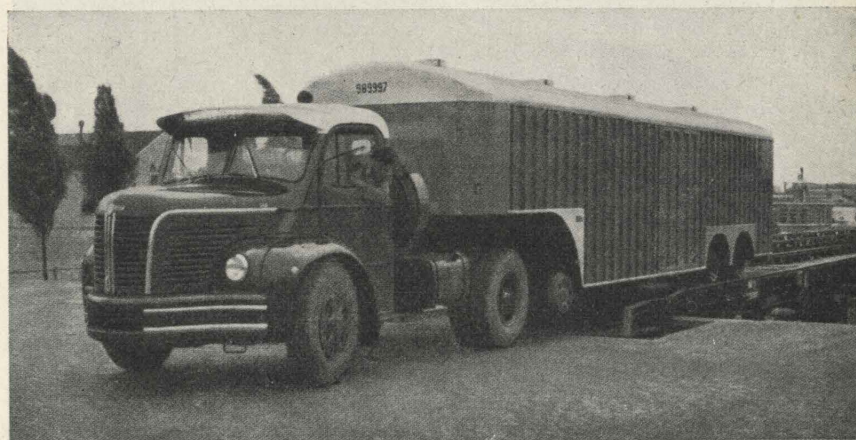
to dal trattore e servono allora da appoggio.

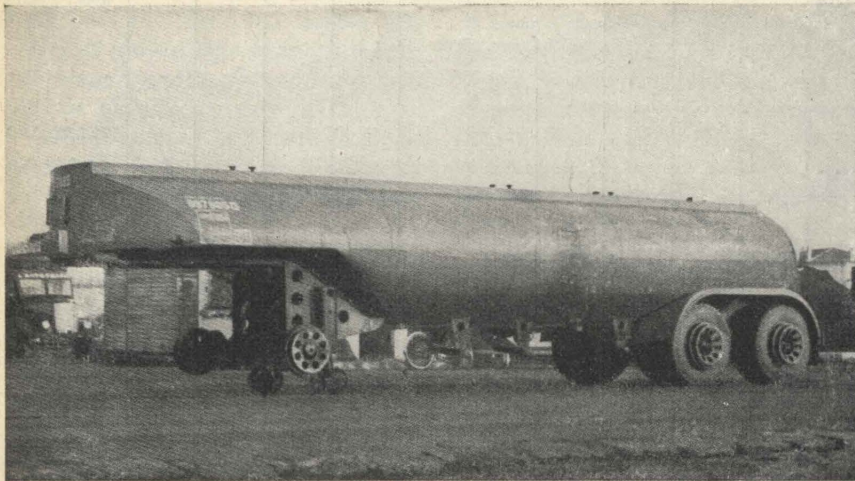
Il rimorchio furgone tipo (6)

(6) Da notare in tali veicoli la mancanza di longheroni e la struttura portante della cassa o cisterna che, con il timone anteriore ed il treno posteriore, costituisce il complesso strada-rotaia.

In tal modo oltre alla riduzione del peso e quindi del prezzo si ha una migliore ubicazione del centro di gravità. Nel caso del semirimorchio cisterna, il diametro del serbatoio è di m 1,80 ed è collaudato a 50 kg/cm².

Carico di un furgone UFR da 10 tonn.





Semirimorchio UFR da 200 Hl.

ha una carrozzeria completamente metallica munita di due porte scorrevoli sui fianchi e di una porta posteriore a due battenti. Le caratteristiche principali sono le seguenti:

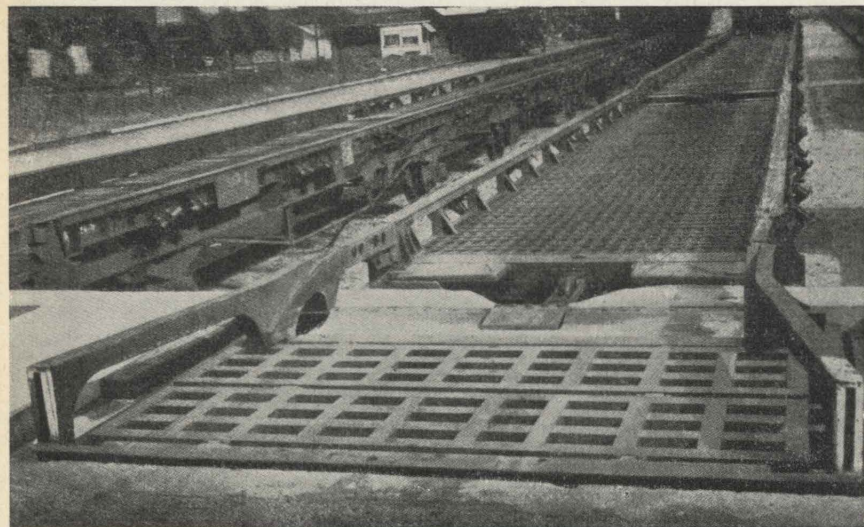
	furgone	cisterna
carico utile	6 tonn.	7.5 tonn.
tara	3.2 »	3 — »
volume disponib.	24 m ³	12.5 m ³
ingombro fuori tutto:		
lunghezza	5.75 m	5.44 m
larghezza	2.45 »	2.35 »
altezza	2.96 »	2.40 »

Su strada tale semirimorchio può viaggiare alla velocità media di 50 km./h.

Dal punto di vista tecnico i veicoli stradali UFR sono inseriti tra la quota di m. 1,15 e la quota superiore della sagoma m. 4,28.

Ciò porta a dare loro una forma schiacciata ed il loro carico massimo utile (17 tonn.) resta molto

Attrezzature di carico per il sistema UFR.



inferiore a quello dei veicoli stradali più grandi (24 tonn.). Quindi, al momento, i semirimorchi UFR sembrano commercialmente inadatti a trasporti stradali a grande distanza.

Ciononostante al principio del 1956 in Francia erano in servizio circa 625 semirimorchi furgoni UFR; circa 43 unità di 10 tonn. di carico utile e 33 m³ di volume utile più un tipo coloniale. Si avevano inoltre:

- 41 veicoli piatti coperti da teloni da 6 tonn. di carico utile;
- 244 furgoni isotermi refrigerati;
- 544 cisterne di tre tipi vari; ordinariamente da 77 hl. di capacità, isoterme, per prodotti chimici, per gas, ecc.;
- 2 carri bestiame;

— 110 semirimorchi misti per trasporto simultaneo di 75 hl. di liquido e 18 m³ di merce.

Nel giugno 1957 il parco dei semirimorchi era salito a 1824 unità di cui 547 cisterne, mentre sono stati ammessi in servizio veicoli con portata di 17 tonn. (46 m³) di capacità e cisterne da 200 ettolitri (7).

Le condizioni tariffarie per il trasporto « rail route » in vigore dal 1° gennaio 1949 prevedono due sistemi di tassazione:

- a forfait per rimorchi carichi;
- varia, a seconda del tipo di merce, e basata sul suo peso netto.

Entrambe però ammettono la tara gratuita solo per i viaggi a carico, prevedendo dei minimi di carico variabili inversamente al numero dei semirimorchi spediti



Dispositivo di fissaggio del pneumatico di un camion al carro ferroviario.

e consentono dei ristorni di tariffa del 6-14% in funzione della percorrenza (8).

I carri impiegati per tale servizio sono a due assi e di due tipi: monoportatori di 9 m. di lunghezza e biportatori lunghi 13 m. Entrambi sono muniti di due rotaie longitudinali, il cui scartamento corrisponde a quello delle ruote in ferro anteriori e dei cerchioni in ferro posteriori dei semirimorchi; anche i ponti di intercomunicazione (passerelle, rotaie mobili) che permettono di collegare i carri fra di loro ed al piano carica-

(7) Un tipo speciale di semirimorchio strada-rotaia è quello appositamente studiato per il trasporto di gas liquefatti.

(8) A parte forse qualche dettaglio della rubinetteria, tale tipo di serbatoio UFR sarebbe perfettamente collaudabile anche in Italia.

tore sono muniti di rotaie di uguale scartamento.

Si viene così a realizzare una vera e propria strada ferrata da un capo all'altro del convoglio.

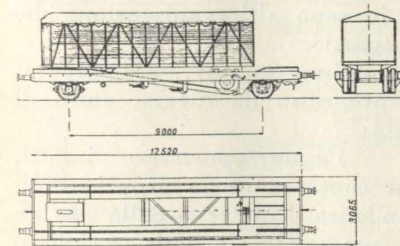
Tutto questo materiale ferroviario appartiene alla SNCF che lo noleggia secondo le norme di apposita tariffa (104), mentre il materiale stradale appartiene ad imprese private.

Il fissaggio del rimorchio sul vagone opera in maniera molto semplice a mezzo di speciali cunei mobili, dotati di un dispositivo di serraggio rapido.

Poichè però a tutt'oggi in Francia il numero dei veicoli articolati non supera il 25% dell'intero parco di automezzi per il trasporto su strada a distanza, sono stati recentemente realizzati tre carri che permettessero anche il facile trasporto dei camions con rimorchio. Tali carri di portata di 35 tonn., lunghi 15 m. e con tara di 17,5 tonn. possono trasportare i camions più lunghi (11 m.) e gli articolati fino a 14 m.

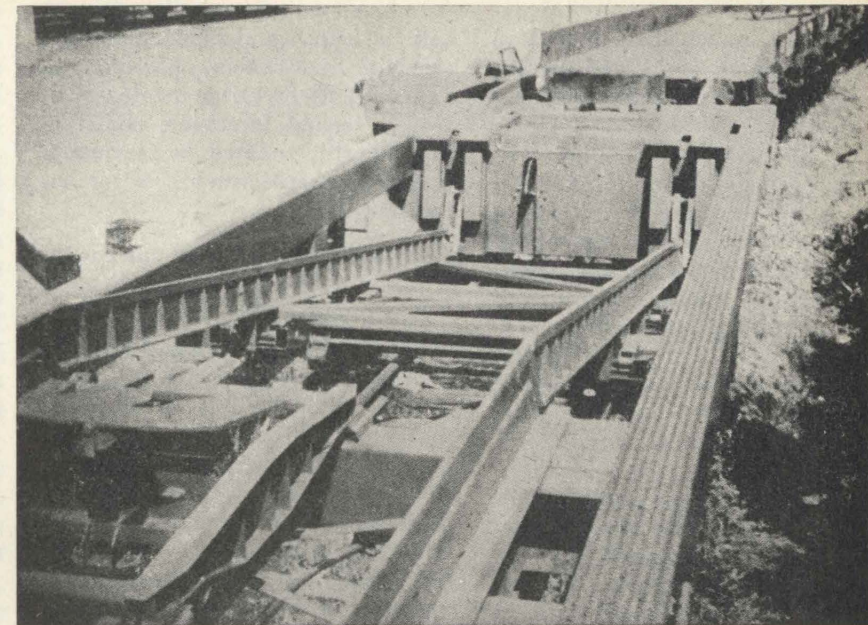
L'altezza del pianale del carro è di m. 0,76 (anzichè m. 1,20) il che rappresenta un guadagno di circa 40 cm. nella sagoma del carro per veicoli stradali ed il diametro delle ruote è di m. 0,65.

Tali carri, con velocità massima 100 km./h., sono attrezzati per la rapida sistemazione del veicolo stradale su di essi a mezzo di opportune rotaie centrali di guida nelle quali scorrono ruote a bordino interne all'assale del veicolo. Inoltre per ridurre le spese delle



Schema del carro « Kangourou »

installazioni fisse è stata studiata una rampa di accesso metallica mobile che viaggia col mezzo. Tali carri mentre indubbiamente rappresentano un progresso notevole perchè permettono di caricare i mezzi più pesanti, presentano dei vincoli proprio dovuti alla loro sagoma in quanto non possono



Carro Kangourou. Telaio mobile in posizione abbassata.

essere agganciati ad un treno qualsiasi.

Il più recente modello di carro attrezzato per il trasporto dei semirimorchi è il cosiddetto carro « Kangourou » nel quale la parte inferiore dei pneumatici dei semirimorchi viene a trovarsi in posizione tangenziale alla parte inferiore della sagoma del carro.

Le innovazioni più importanti sono rappresentate dal sistema di guida (9) e dalla parte mobile del telaio del carro (10). L'impiego dei veicoli caricati sui vagoni con il loro asse parallelo a quello della via esige nei punti di trasbordo strada-rotaia delle installazioni terminali appositamente studiate.

Nel caso più generale lo sbarco e l'imbarco vengono effettuati da piattaforme situate in testa al convoglio, ed il caricamento dei rimorchi sui carri avviene a marcia indietro, per permettere il ritorno del trattore dopo ogni operazione senza limitazione per il numero dei carri (che è determinato soltanto dalla capacità del binario o

(9) Per guidare il semirimorchio nelle operazioni di carico, il distanziale tra le due ruote accoppiate dell'assale posteriore assume una funzione portante e di guida scorrendo fra apposite rotaie sistemate nella sovrastruttura del carro.

(10) Tale parte mobile oscilla intorno ad un asse orizzontale in modo da permettere od escludere l'inserimento del veicolo stradale nell'interno del carro.

dal numero dei semirimorchi da caricare).

I dispositivi di caricamento UFR comprendono principalmente due guide di entrata tra le quali sono disposti dei piani mobili in modo tale che, in caso di errore di direzione, la marcia indietro del rimorchio determini un movimento di traslazione che lo centra automaticamente.

I cerchioni e le ruote metalliche munite di bordino del semirimorchio, impegnano le rotaie del carro portatore per mezzo di due rampe situate in prolungamento delle rotaie stesse, sulla piattaforma di caricamento. Una volta che il semirimorchio poggia sulle rotaie del carro ferroviario più vicino al piano caricatore, è facile spingerlo fino alla sua definitiva posizione, avvalendosi della guida delle rotaie dei vari carri che formano un vero e proprio ponte.

Grazie a questo sistema, il caricamento di un semirimorchio sul carro ferroviario si effettua in poco più di un minuto e con un solo operatore: il conducente del trattore.

Negli U.S.A. si utilizzano talvolta delle rampe mobili metalliche (rampe Brandon lunghe 13,50 m. e larghe 2,70 m.) che costituiscono i marciapiedi di testa.

I trattori usati per l'imbarco e lo sbarco sono sovente differenti da quelli usati per la trazione su

strada; essi sono meno ingombranti, più maneggevoli e la loro marcia indietro è demoltiplicata; talvolta le loro ruote posteriori sono direttrici.

Per liberarsi dell'obbligo dell'imbarco e dello sbarco di testa, negli U.S.A. furono sperimentati altri sistemi che permettessero di procedere a queste operazioni dal fianco del carro. Le soluzioni trovate hanno portato alla costruzione di vagoni speciali molto complicati muniti di piattaforme girevoli od all'impiego di speciali trattori-elevatori molto potenti (11).

La Burlington provvede ad effettuare la stessa operazione mediante una gru a portale.

Il « Trailloader Clark » del peso di 14 tonn. e del carico di 11 tonn. agisce come un trattore ordinario, con l'eccezione che la parte anteriore del rimorchio poggia sopra un perno mobile verticale che però è montato a m. 1,50 dall'attacco e permette uno sbraccio molto ridotto.

La tendenza americana quindi — mentre nel settore dei veicoli tende ad utilizzare semirimorchi di tipo normale e carri atti anche al trasporto di altre merci — per le operazioni di carico e scarico è quella di potenziare i mezzi a terra non però come installazioni

(11) Il « Travel-loader Baker-Lull » è un trattore elevatore a forchette di una potenza di 46 tonnellate che si innesta di fianco sotto il rimorchio e lo sposta come un semplice pacchetto.

Contenitori strada-rotaia caricati su carro ferroviario.



fisse ma come mezzi d'opera mobili da impiegarsi anche per altri servizi; in Francia, per contro, vengono attrezzati per tale servizio sia i carri ferroviari che i semirimorchi, mentre la Germania attrezza essenzialmente i semirimorchi.

Veicoli stradali caricati sui vagoni con il loro asse perpendicolare a quello della via.

Subito dopo l'ultima guerra la Società francese « Someort » spinta dalle difficoltà incontrate per il movimento di grandi contenitori, per la complicazione dei vari sistemi di ormeggio e per i gravami imposti dall'imbarco di testa dei rimorchi strada-rotaia allora in uso, studiò dei veicoli stradali che potessero essere caricati di traverso sugli ordinari carri ferroviari.

L'idea fu ripresa qualche anno dopo da una fabbrica di birra svizzera che nel 1950 fece costruire per proprio uso dei rimorchi-cisterna di 50 hl. di capacità montati su quattro ruote munite di pneumatici; qualche anno dopo la Feldschlosschen ha brevettato in tutti i Paesi il rimorchio noto sotto il nome di « carro contenitore svizzero ». Tali rimorchi, la cui lunghezza è limitata dalla larghezza della sagoma ferroviaria (circa 2,82) e il cui volume utile è fortemente ridotto; esso è costituito da:

— cisterne per il trasporto di liquidi alimentari o di prodotti chimici, in lamiera d'acciaio o

in leghe leggere d'una capienza variabile da 25 a 70 hl.;

— container chiusi da 10 m³ di volume in legno, in acciaio o in lega leggera (12).

Per il trasporto in ferrovia « i carri contenitori svizzeri » possono essere caricati su qualsiasi carro piatto, purchè a sponde ribaltabili, in ragione di tre per carro ed il loro fissaggio al carro è realizzato a mezzo di catene o di prolunghie, nonchè da quattro martineti che, sollevando le ruote, ne impediscono il ribaltamento.

Su strada i « carri contenitori svizzeri » possono essere trainati — anche in coppia od in terna — da un normale trattore o, addirittura, da una vettura da turismo.

Le installazioni terminali per il passaggio strada-rotaia di questi mezzi sono pressochè nulle in quanto è sufficiente un ordinario marciapiede laterale al carro od una semplice rampa mobile. Tutti questi vantaggi compensano largamente lo scarso valore utile di tali mezzi e giustificano il loro crescente impiego.

Analogo sistema è stato adottato in Italia dalle officine Viberti che hanno costruito per le F. S. un contenitore su pneumatici detto « Monotral ».

Conclusioni.

In questo rapido studio del problema del traffico combinato strada-rotaia possiamo rilevare facilmente i vantaggi economici di questi sistemi di trasporto misto e renderci conto di come essi rappresentino un progresso importante in seno all'organizzazione dei trasporti.

Conviene quindi esaminare tale progresso da diversi punti di vista:

— l'autotrasportatore infatti, pur conservando la propria indipendenza, l'integrità della sua base commerciale e della sua clientela, può avvalersi delle ferrovie per alcuni suoi trasporti onde ottenere una economia di trazione, una rapidità e una sicurezza che la strada non potrebbe dargli nel medesimo grado.

Con tale formula egli potrà ser-

(12) Vengono prodotti anche semplici telai — muniti di pneumatici — sui quali montare i contenitori e le cisterne mobili.

virsi dell'organizzazione di traino della ferrovia quando l'itinerario del trasporto serva normalmente i centri principali completando il suo servizio con le derivazioni stradali che conservino all'esercizio la sua caratteristica flessibilità e la sua produttività.

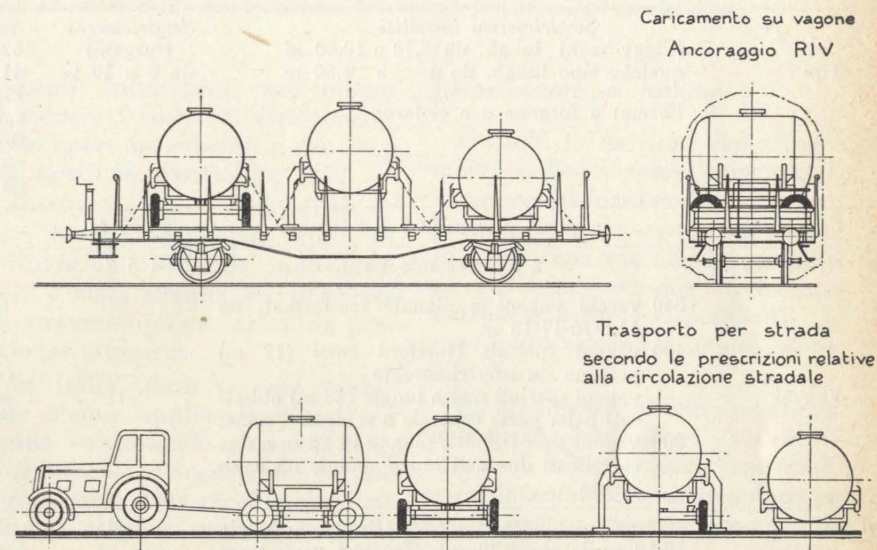
L'avvenire è, a nostro avviso, nell'impiego del semirimorchio che evita il trasporto delle parti motrici permettendo inoltre che i carri ferroviari destinati al trasporto esclusivo di tali veicoli possano essere ridotti di circa 2 tonn. di tara. Purtroppo, però, per molti anni ancora il parco degli autoveicoli industriali non potrà subire delle sostanziali modifiche per cui è indispensabile, per lo sviluppo di tale coordinamento, disporre di carri piatti opportunamente attrezzati;

— la ferrovia, dal canto suo, non potrà che trarne dei vantaggi trasportando sui percorsi principali quelle merci che prima le erano sfuggite, realizzando nel costo marginale un beneficio utile per la parziale copertura dei suoi normali oneri fissi.

L'evoluzione dei trasporti merci nell'avvenire continuerà a seguire la linea costantemente percorsa ormai da alcuni decenni; il servizio da « porta a porta » si imporrà sempre di più e le ferrovie dovranno perciò convenientemente adeguarsi se non vorranno essere battute dalla concorrenza;

— l'utente potrà evitare il trabordo delle merci così poco vantaggioso sia per il costo dell'imballaggio necessario per le manopolazioni ripetute, sia per il de-

permetterà infine di ottenere quel decongestionamento della rete stradale tanto necessario e da tutti desiderato rendendo più agevole e sicura la circolazione.



Caratteristiche:

Telaio con dispositivo idraulico di sollevamento	Kg. 1000
Contenitore	" 1200
Telaio e contenitore	" 2200
Peso totale	" 7500
Contenuto	" 6500 1 - 5000

prezzamento della merce stessa, sia per le possibili avarie. Il trasporto combinato infatti consente di realizzare tutti gli stessi vantaggi di cui godono gli autotrasportatori ed in più una maggiore sicurezza, una maggiore regolarità ed un abbassamento dei costi.

Il coordinamento strada-rotaia

Ed infine il trasporto misto dovrebbe portare — specie per la sua applicazione nei Paesi della Comunità Europea — ad una uniformità di mezzi e soprattutto di tariffe per le quali l'accordo è sempre più difficile per la differenza fondamentale di impostazione da paese a paese.

VEICOLI STRADALI CARICATI SU VAGONI CON IL LORO ASSE PERPENDICOLARE A QUELLO DELLA VIA (1956)

Paesi	SVIZZERA	ITALIA	AUSTRIA	FRANCIA	SVEZIA
	58 rimor. cisterna calorifughi « Swiss Container Car » due tipi { cisterne calorifughe o no per liquidi da 25 a 70 Hl furgoni chiusi da 10 m ³ in legno o acciaio o in lega leggera Lunghezza limitata dalla sagoma ferroviaria: circa 2,82 m.	9 cisterne Cassa Monotral Viberti	3 furgoni	3 cisterne	2 cisterne
N. per vagone	3	3	3	3	3
Vagoni	Possono essere caricate su qualsiasi vagone purchè a sponde ribaltabili. Su strade i contenitori possono essere attaccati a un trattore o a un camion. È possibile costituire un traino stradale di 2-3-4 pezzi.	—	—	—	—
Installazioni terminali	Nulla. Ordinario marciapiede laterale o una rampa mobile.	—	—	—	—
Proprietà rimorchi	Sono privati; fanno eccezione le cisterne della C.F.F.	—	—	—	—
Proprietà vagoni	Ferrovie	—	—	—	—
Tariffe	Interamente assimilate ai contenitori sia della ferrovie che dei privati.	—	Tariffe speciali	—	—

VEICOLI STRADALI CHE POSSONO ESSERE CARICATI SU VAGONI

Asse parallelo a quello della via (assoggettati a norme sia stradali che ferroviarie)

Norme stabilite per l'Europa continentale: largh. max 2,39 m — altez. max 2,92 m — lunghezza da 5,50 a 10 m secondo il numero degli assi del rimorchio e del tipo di vagone — peso a pieno carico 11, 15, 22 tonn secondo i tipi

Paesi	U. S. A.	CANADÀ	FRANCIA
Tipi	Semirimorchi metallici (Piggy-back) lungh. da 6,70 a 10,60 m qualche tipo lungh. da 4 a 4,50 m Forme: a furgone o a cisterna	Semirimorchi (furgoni) da 6 a 10 m	Semirimorchi U.F.R. tot. 1509 unità - furgoni: 625 unità 7 tonn. carico utile; 24 m ³ volume 41 unità 10 tonn. carico utile; 33 m ³ volume Piattaforma coperta a teloni: 41 unità (6 tonn. carico) furgoni isotermi refrigeranti: 244 unità cisterne: 544 unità 3 tipi vari ordinariamente da 77 Hl
Carico utile	a pieno carico da 7 a 22 tonn.	6 - 10 t.	da 6 a 10 tonn.
N. per vag.	2 o 3 secondo i tipi	1 o 2	1 o 2
Vagoni	840 vecchi vagoni a pianale trasformati da 11,5-16-17-18 m 400 vagoni speciali Hartford corti (12 m) portano un solo rimorchio — vagoni speciali molto lunghi (23 m) abbassati nella parte centrale a schiena d'asino. 200 vagoni tipo U.F.R.; pianali di 23 m a due carrelli di due assi senza sponde nè pavimento	—	711 vagoni a pianali a due assi di: 13 m di larghezza (2 semirimorchi) 9 m di larghezza (1 semirimorchoi) (Altri 350 sono in corso di costruzione e trasformazione).
Installazioni terminali (marciapiedi di testa)	Rampe mobili metalliche (Brandon lungh. 13,50 m largh. 2,70 m). Trattori usati poco ingombranti e molto maneggevoli spesso con ruote posteriori direttrici. - Caricamento di fianco con piccole piattaforme girevoli o con trattori-elevatori. Tipi di trattori: « trailodador Clarck » pesa 14 t. carico 11 tonn. « traveloador Baker-Lull » trattore elevatore a forchetta carico 46 tonn. Usate anche gru del tipo portuale.	Nulla	Banchina in testa con dispositivo di caricamento a guide d'entrata. Sono organizzate dalle Ferrovie che ne sono proprietarie.
Proprietà rimorchi	Compagnie ferroviarie o filiali - Società private		Il G.T.T.M. raggruppa tutti i proprietari di rimorchi e assicura il legame tra l'esercizio ferroviario e quello stradale.
Proprietà vagoni	Compagnie ferroviarie; qualcuno appartiene a società private.		I vagoni sono nella maggior parte (circa i 3/4 delle Ferrovie).
Tariffe	Molto variabili: le ferrovie tassano sul peso netto della merce. Spedizione in dettaglio = tara o tariffe normali. Spedizione per rimorchi completi = tasse o tariffe stradali o di concorrenza. Società private = sistema forfetario.		Tariffe speciali: due sistemi: — a forfait = tassa sul tonnellaggio + un tanto per rimorchio; — tassa stabilita a seconda della natura della merce e calcolata sul peso netto.

Infatti — mentre in Italia è previsto per il trasporto delle merci a carro completo da 6-10-15 tonn. un numero estesissimo di classi di tariffa, senza coefficienti rigidi di riduzione tariffaria tra i vari minimi di tonnellaggio, e pertanto non sussiste la necessità di molte tariffe speciali ed eccezionali — in Germania, Svizzera, Benelux, ed Austria, le varietà merceologiche sono limitate a poche classi (6-7) e per ognuna di esse — sempre per trasporti a carro completo da 5-10-15 tonn. — vengono applicati rigidi coefficienti di riduzione. Ne consegue la necessità di un innumerevole assortimento di tariffe speciali o preferenziali da applicarsi a seconda dei casi.

La Francia e l'Inghilterra han-

no concezioni più vicine alle nostre ma non avendo rigidamente espresso in categorie i tonnellaggi minimi, hanno la possibilità di applicare tariffe molto diverse in rapporto alla qualità, al volume, ai valori delle merci trasportate.

Probabilmente tra le differenti impostazioni del problema tariffario fin qui esposte, il concetto italiano è quello che meglio si presta come base per un accordo, mentre dove il disaccordo è profondamente risentito è nelle modalità di gestione del trasporto stradale in quanto i tedeschi tenderebbero ad avocarlo all'amministrazione ferroviaria poichè essa possiede ed esercisce gli speciali rimorchi attrezzati sui quali viaggiano i containers scaricati dalla ferrovia e

viceversa, mentre i francesi desidererebbero appoggiarlo a compagnie esterne collegando in tal modo strettamente gli autotrasportatori con l'amministrazione ferroviaria.

Siamo pertanto all'inizio della politica dei trasporti misti; politica che indubbiamente nel quadro europeo non può che prendere un amplissimo sviluppo ed alla cui formazione ci auguriamo che anche i nostri tecnici possano contribuire con serenità di intenti, con il vantaggio di non aver nulla da perdere ma tutto da creare in quanto sino ad oggi in Italia in questo settore non molto è stato realizzato.

Alberto Russo-Frattasi

Rivestimenti bituminosi nelle costruzioni idrauliche

MARIO QUAGLIA descrive i principali tipi di rivestimenti bituminosi impiegati nella protezione di manufatti, in materiali incoerenti, soggetti all'azione dell'acqua e richiama brevemente le più recenti applicazioni.

I materiali bituminosi per le loro caratteristiche di impermeabilità, flessibilità e plasticità, si prestano particolarmente a rivestire opere costruite con materiali incoerenti, in alternativa o ad integrazione di rivestimenti in terra stabilizzata, in elementi lapidei od in conglomerato cementizio.

Essi hanno perciò trovato specifico campo di impiego nel rivestimento di:

- 1) canali (industriali, irrigui, di navigazione),
- 2) paramenti di dighe in terra od in pietrame,
- 3) serbatoi,
- 4) argini fluviali ed opere marittime (protezione delle coste e dei porti).

In tutte queste opere i rivestimenti bituminosi sono stati utilizzati per assolvere ad uno o ad entrambi dei seguenti compiti: ridurre le perdite per infiltrazione attraverso la superficie bagnata; impedire l'erosione provocata dal moto dell'acqua.

Le prime applicazioni del bitume nel campo delle opere idrauliche risalgono a circa 30 anni fa; tuttavia soltanto in quest'ultimo decennio si è assistito in molti Paesi stranieri ad un rapido estendersi dell'impiego di detto materiale per la protezione di manufatti soggetti all'azione dell'acqua.

La varietà di strutture delle opere a rivestire e di condizioni climatiche, a cui queste sono soggette, hanno dato luogo a diversi tipi di rivestimenti ed a differenti tecniche di confezione e messa in opera.

Lo sviluppo di queste nuove tecniche è risultato particolarmente evidente in Olanda, ove i materiali bituminosi sono stati largamente impiegati nel rivestimento delle opere marittime di protezione, come pure in Germania, in Francia e soprattutto negli Stati Uniti, ove il Bureau of Reclamation, congiuntamente ad altri Enti e Ditte costruttrici, ha rivolto particolari attenzioni ai rive-

stimenti bituminosi nell'intento di ridurre i costi dei rivestimenti delle opere idrauliche in genere e dei canali in particolare [25].

Questa intensa attività, di ricerca e di sperimentazione prima, di utilizzazione su scala industriale poi, è stata seguita ed illustrata da numerose pubblicazioni in prevalenza straniera.

In Italia, dove si sono realizzate alcune applicazioni e se ne vanno concretando altre di maggior rilievo, l'argomento si può dire attuale. Una recente riunione tenutasi a Roma, nello scorso mese di novembre, ha appunto trattato delle applicazioni del bitume nelle costruzioni idrauliche; su tale tema hanno riferito i relatori dott. ingg. L. De Vito e U. Ravaglioli [28].

Riteniamo pertanto opportuno descrivere brevemente i rivestimenti bituminosi, che hanno avuto maggiori applicazioni. Inizieremo con i tipi realizzati con bitume puro e successivamente richiameremo quelli confezionati con miscele di bitume ed inerte.

Rivestimenti in bitume.

Quando la funzione del rivestimento si limita semplicemente all'impermeabilizzazione della superficie protetta, senza che occorra altresì una sua elevata resistenza all'usura, si sono dimostrate particolarmente rispondenti le membrane spruzzate in sito o prefabbricate.

La membrana bituminosa spruzzata in sito è formata da un sottile strato di bitume puro, spruzzato a caldo su sottofondo regolarizzato. Essa si presenta come una membrana flessibile e continua (fig. 1) dello spessore di 6 ÷ 8 mm, che viene ricoperta, ad indurimento avvenuto, con uno strato protettivo di terra o di ghiaia (fig. 2), utilizzando, ove possibile, il medesimo materiale di scavo [8].

Detto ricoprimento, che normalmente ha lo spessore di 30 cm circa, serve a proteggere la membrana dall'azione disgregatrice degli agenti atmosferici, dell'acqua e degli animali.

Si adoperano esclusivamente bi-

Fig. 1 - Membrana bituminosa posta in opera [26].



tumi ossidati ⁽¹⁾ in presenza di un catalizzatore (pentossido di fosforo) [9], i quali offrono il vantaggio di rapprendersi rapidamente

dopo la spruzzatura a caldo e di conservarsi alla temperatura ambiente sufficientemente plastici, così da seguire eventuali assesta-

menti del sottofondo pur essendo abbastanza duri per resistere agli urti durante l'operazione di ricoprimento.

Il bitume deve normalmente possedere un grado di penetrazione ⁽²⁾ 50 ÷ 60 ed eccezionalmente 55 ÷ 70, quando si renda necessaria una maggior resistenza del rivestimento alla rottura [9].

L'attitudine delle membrane bituminose ad adattarsi al peso del ricoprimento ed alle disuniformità del sottofondo, senza subire lacerazioni, viene valutata, prima dell'esecuzione del rivestimento, mediante specifiche prove ⁽³⁾.

L'inclinazione delle sponde non deve essere superiore ad 1 su 2, onde evitare la colatura del bitume appena spruzzato e nel contempo assicurare una maggior stabilità del materiale incoerente di copertura.

Il sottofondo è preparato con una leggera rullatura e successivamente inumidito per favorire la penetrazione del bitume, che viene distribuito a spruzzo mediante una barra mobile, provvista di una serie di ugelli (fig. 3). La barra è mantenuta ad una distanza dal terreno di circa 25 cm ed è alimentata con bitume prelevato a mezzo di una pompa da apposita autobotte (fig. 4), ove è tenuto alla temperatura di circa 190° ÷ 200° C mediante un gruppo riscaldatore.

Il bitume viene applicato in successive passate (di regola 3) fino a raggiungere lo spessore desiderato; il quantitativo di bitume necessario per realizzare una mem-

⁽¹⁾ I bitumi ossidati sono ottenuti mantenendo un normale bitume, riscaldato a circa 90°, a contatto con una corrente d'aria per diverse ore (da 5 a 20).

⁽²⁾ Per distinguere i bitumi si fa ricorso alla loro viscosità se si tratta di prodotti fluidi, od alla penetrazione, se a 25° C si presentano come corpi plastici. La penetrazione è espressa dall'affondamento, misurato in decimi di mm., nel bitume di un ago della sezione di 1 mm², caricato col peso di 100 gr per la durata di 5 sec.

⁽³⁾ A tal riguardo ricordiamo un particolare dispositivo (cavitometro) atto a rilevare la « deformabilità » delle membrane. Entro detto apparecchio la membrana, soggetta ad una pressione uniforme di acqua, deve deformarsi plasticamente senza rompersi sino ad aderire alla superficie interna di una semisfera e ad assumere la forma. [12].

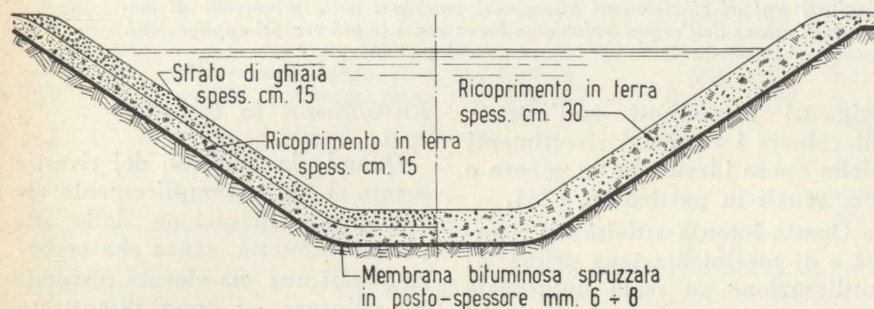


Fig. 2 - Sezione tipo di canale rivestito con membrana bituminosa interrata [8].

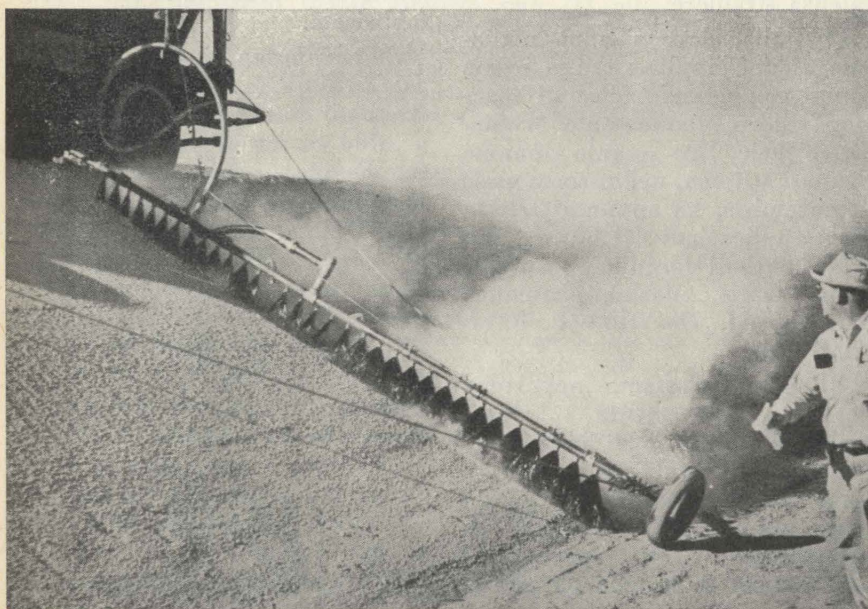


Fig. 3 - Distribuzione del bitume per la creazione di una membrana bituminosa (primo passaggio) [8].

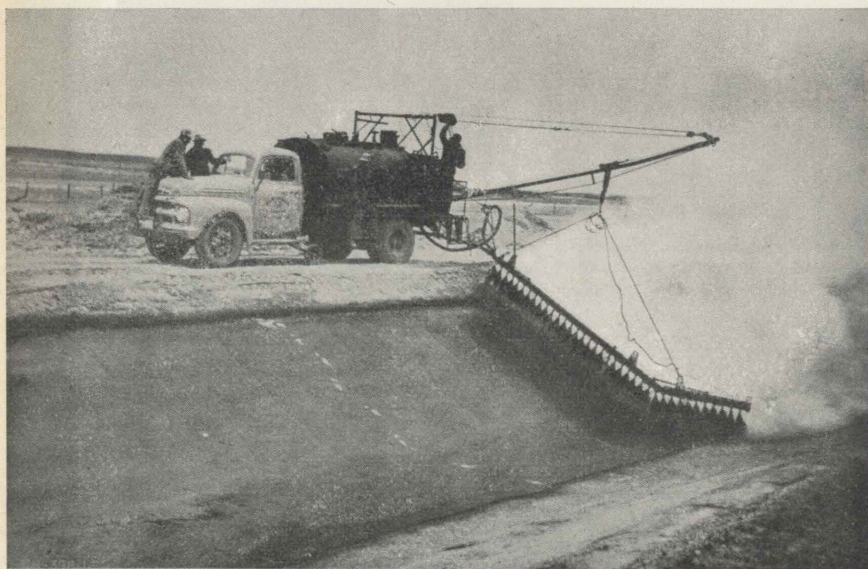


Fig. 4 - Attrezzatura per la costruzione di una membrana bituminosa: aspersione del bitume (secondo passaggio) [8].

brana impermeabile risulta compreso fra i 6 e gli 8 litri per m².

La membrana bituminosa interrata presenta notevoli pregi di praticità ed economia consistenti nella rapidità di esecuzione, nella semplicità dell'attrezzatura di cantiere e quindi nel modico costo del rivestimento. Essa ha avuto notevoli applicazioni negli Stati Uniti d'America, particolarmente per il rivestimento di canali irrigui aperti in terreni molto permeabili.

Negli Stati dell'Ovest, il Bureau of Reclamation degli Stati Uniti ha provveduto nel decennio 1946 ÷ 1956 al rivestimento di circa 25 milioni di m² di opere idrauliche (essenzialmente canali). Di detta superficie circa 1/4, ossia 6 milioni di m², è stato eseguito con materiali bituminosi rappresentati, nella quasi totalità (5.800.000 m²), da membrane spruzzate in sito [26].

Una così estesa applicazione potrà fornire utili indicazioni sul comportamento di questo particolare rivestimento nei riguardi della resistenza all'invecchiamento ed agli effetti distruttivi esercitati dalle sponde dei canali. Tale proprietà riveste precuo interesse per l'ulteriore sviluppo delle membrane bituminose. Le notizie raccolte al riguardo sono per ora necessariamente scarse e frammentarie.

L'impiego delle membrane spruzzate non risulta economicamente conveniente quando trattasi di rivestire superfici relativamente modeste, per le quali sarebbe sproporzionata l'installazione di cantiere. Negli Stati Uniti la tecnica è stata perciò indirizzata alla creazione di un tipo di rivestimento impermeabile, leggero, facilmente trasportabile e di basso costo: la membrana prefabbricata.

Essa viene ottenuta stendendo un sottile strato di bitume su un supporto flessibile e resistente (fogli di carta Kraft, feltri costituiti da fibre di vetro o di amianto ovvero tele di iuta, cotone ecc.). Risulta confezionata in fogli di spessore compreso tra 0,5 ed 1 cm, i quali vengono arrotolati per facilità di trasporto e non richiedono personale specializzato per la messa in opera (fig. 5). Questa

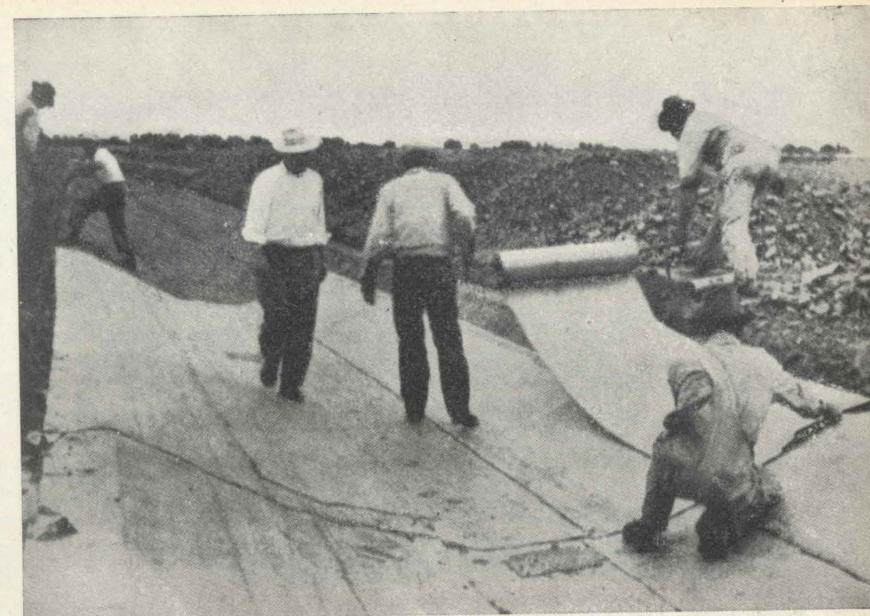


Fig. 5 - Posa in opera di una membrana bituminosa prefabbricata - (Altus Project, Oklahoma - U.S.A.) [7].

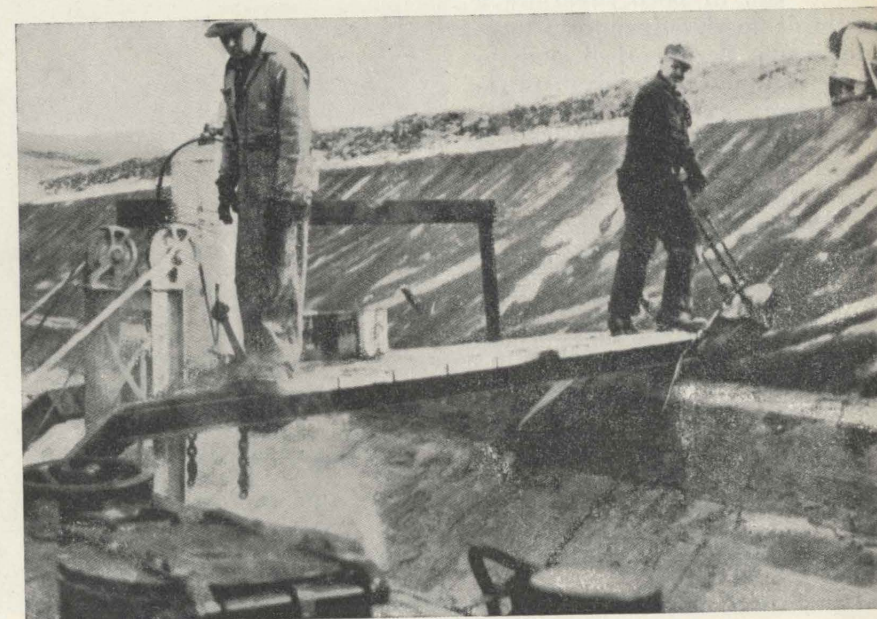
consiste semplicemente nella posa dei fogli in direzione longitudinale o trasversale rispetto all'asse del canale e nella sigillatura dei giunti con bitume. Il peso di un rotolo di circa 10 m² di superficie varia tra 22 e 35 kg [6].

L'impiego di membrane è stato fino ad ora limitato al rivestimento di canali irrigui e di serbatoi utilizzati per l'invaso di acqua destinata ad uso potabile od industriale. Nei canali la protezione del rivestimento è affidata allo strato di terra posto a ricoprire la mem-

brana; nei serbatoi invece la copertura è sovente realizzata con manti in conglomerato cementizio o bituminoso.

In California la « East Bay Municipal Utilities District » ha in tal modo impermeabilizzato la superficie interna di numerosi serbatoi costruiti nelle vicinanze di S. Francisco ed utilizzati per l'approvvigionamento idrico. La loro capacità complessiva di invaso ammonta a circa 780.000 m³ e la superficie rivestita raggiunge i 115.000 m².

Fig. 6 - Impermeabilizzazione di un rivestimento in calcestruzzo con iniezioni bituminose. (Yakima Ridge Canal, Washington - U.S.A.) [7].



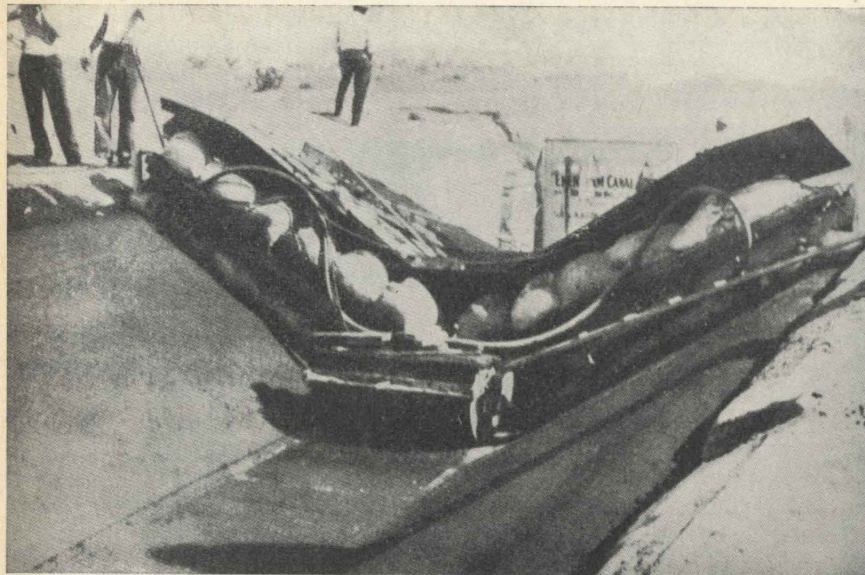


Fig. 7 - Stenditrice meccanica di conglomerato bituminoso per il rivestimento di canali. (Pasco Pump Laterals, Washington - U.S.A.) [7].

Sulle pareti di detti serbatoi la membrana bituminosa (talora rinforzata con tessuto di amianto) venne applicata sopra un manto in conglomerato bituminoso (spessore cm 10), steso a freddo su uno strato di pietrisco (spessore cm 6) avente funzione drenante, e venne protetta in superficie da un rivestimento in conglomerato cementizio armato dello spessore di centimetri 10 [12].

Il costo in opera di una membrana spruzzata ed interrata è risultato, nelle regioni occidentali degli Stati Uniti, variabile fra 1 ed 1,5 dollari per m² di superficie rivestita, a seconda delle condizioni e dell'entità del lavoro. Esso è solo di poco superiore a quello di un rivestimento in terra stabilizzata. Per lavori di modesta entità risultano più convenienti le membrane prefabbricate, il cui costo si aggira su 1,80 dollari per m².

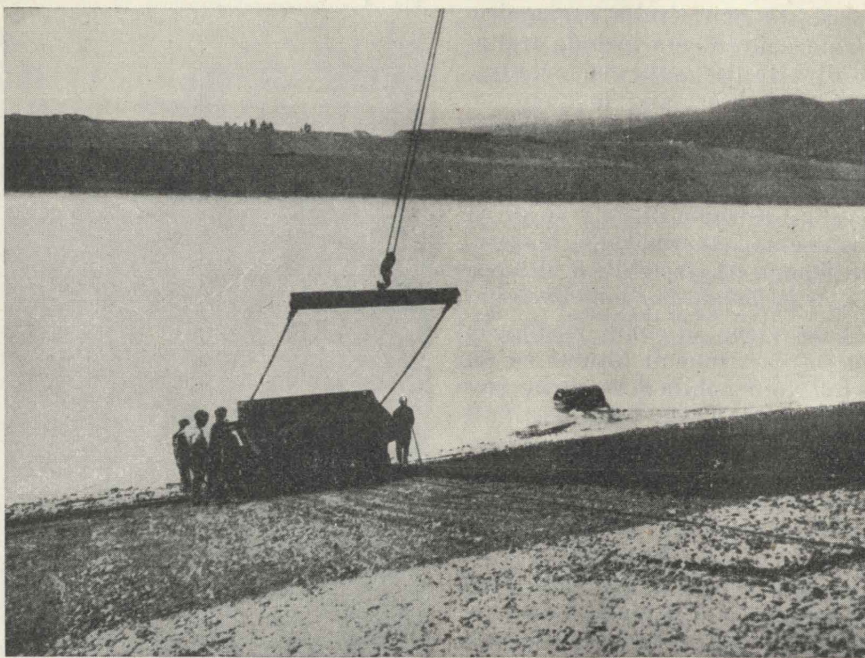
Prima di chiudere questo paragrafo riteniamo opportuno ricordare come negli Stati Uniti il bitume puro abbia trovato altresì impiego nell'impermeabilizzazione di rivestimenti in conglomerato cementizio di canali esistenti. Il bitume caldo viene iniettato, a moderata pressione, attraverso una serie di fori ricavati nel rivestimento, in modo da creare sotto questi uno strato bituminoso continuo (fig. 6) [7]. L'operazione consente di ripristinare la continuità del sottofondo, riempiendo

le eventuali cavità formatesi sotto il rivestimento, e di eliminare le perdite di acqua attraverso le fessurazioni creatasi nel rivestimento rigido.

Rivestimenti in conglomerato bituminoso.

Un maggiore campo di applicazione, estendentesi al rivestimento di paramenti di dighe in materiale sciolto, di canali, di argini fluviali o marittimi, è riservato ai conglomerati bituminosi.

Fig. 8 - Posa in opera del rivestimento in conglomerato bituminoso permeabile sulle sponde del canale Donzère-Mondragon (Francia) [18].



Con detto termine si intendono le miscele costituite da inerte lapideo e bitume, impiegato come legante. Nelle condizioni più generali l'inerte si compone di ghiaia, sabbia e filler ⁽⁴⁾ in proporzioni variabili a seconda delle caratteristiche che si richiedono al conglomerato. Qualora la miscela sia confezionata con inerte privo di ghiaia, essa prende la denominazione di malta bituminosa.

A confronto del conglomerato cementizio, quello bituminoso presenta una assai maggiore flessibilità e perciò può seguire i normali assestamenti del sottofondo senza fessurarsi.

Oltre alla permeabilità, le proprietà dei conglomerati bituminosi maggiormente significative ai fini delle loro applicazioni idrauliche, sono rappresentate:

— dalla flessibilità, che consente il loro impiego anche su sottofondi non perfettamente rigidi;

— dalla stabilità, che impedisce ai rivestimenti applicati su superfici inclinate di fluire verso il basso;

— dall'attitudine a conservare inalterate le proprie caratteristiche, quando siano esposti all'azio-

(4) Il filler è costituito da inerte finissimo, passante per almeno l'85 % al setaccio A.S.T.M. n. 200 (maglie mm 0,074).

ne disagratrice degli agenti atmosferici e dell'acqua, con particolare riguardo per gli effetti che questi elementi possono avere sull'aderenza tra legante ed inerte.

Occorre precisare che i rivestimenti bituminosi sono facilmente soggetti a perforazione da parte di alcune specie vegetali. Perciò, quando il sottofondo è costituito da terreno non vergine, infestato da semi di erbe o rizomi di piante perenni, si rende necessario trattare il terreno con uno sterilizzante.

Quando necessiti un rivestimento di elevata impermeabilità, la struttura del conglomerato deve essere la più « chiusa » possibile, vale a dire con percentuale di vuoti non superiore al 2÷4 %. La percentuale (in peso) di bitume (7÷10 %) risulta in tal caso superiore a quella adottata nei normali conglomerati stradali. Al contrario, se il rivestimento deve risultare permeabile, conviene scegliere un conglomerato poroso, cioè a struttura « aperta », ottenuta eliminando dalla miscela il materiale fino e riducendo la percentuale di bitume (5÷6 %).

A titolo informativo riportiamo le norme americane dell'« Asphalt Institute » [11] sulle composizioni granulometriche dell'inerte prescritte per la confezione di un conglomerato bituminoso dello spessore non inferiore a 5 cm:

Setacci A.S.T.M.	Tipo conglomerato		Poroso
	Maglia (mm)	Impermeabile Passante % (in peso)	
3/4"	19,1	100	100
1/2"	12,7	95÷100	80
1/4"	6,35	—	50
No. 4	4,76	60÷80	—
No. 10	2,00	40÷55	25
No. 40	0,42	25÷35	10
No. 80	0,17	18÷27	2
No. 200	0,074	8÷15	0
Percentuale (in peso) di bitume riferita all'inerte asciutto		7÷9	6

I conglomerati bituminosi, di più frequente impiego nelle opere idrauliche, vengono preparati e posti in opera « a caldo ». In tal modo il bitume si rassa rapidamente e si ottengono rivestimenti di elevata impermeabilità.

Meno frequentemente si usano i conglomerati bituminosi « a freddo », cioè confezionati e posti in opera alla temperatura ambiente.

Per essi si utilizzano bitumi liquidi, cioè bitumi diluiti con olii volatili derivati dal petrolio (tipo cut-back), ovvero bitumi emulsionati con acqua in presenza di un elemento dispersivo (emulsioni bituminose). L'adesione tra bitume ed inerte avviene soltanto a completa evaporazione del diluente o dell'acqua e quindi richiede un tempo non breve, condizioni atmosferiche favorevoli e una certa permeabilità del conglomerato.

La confezione del conglomerato bituminoso a caldo richiede un apposito cantiere, nel quale l'inerte essiccato, vagliato e dosato nei singoli componenti, a seconda della scala granulometrica che si intende adottare, è miscelato con bitume (normalmente di penetrazione 50÷60 o 60÷70) alla temperatura di circa 160°C.

Per i canali di piccole dimensioni lo spessore normale del rivestimento in conglomerato bituminoso si aggira sui 5 cm e viene posto in opera con apposite macchine stenditrici in un unico strato.

Con la stenditrice (fig. 7) il conglomerato bituminoso caldo viene distribuito attraverso una luce calibrata sulla superficie a rivestire, ottenendo un manto continuo dello spessore desiderato.

L'operazione di compattazione è eseguita da una lamina piatta di ferro della larghezza fino a 40 cm,

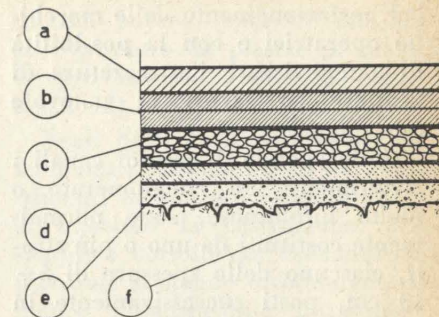


Fig. 9 - Sezione tipo di rivestimento di diga in materiale sciolto.

SEZIONE DEL RIVESTIMENTO
a, manto di protezione - b, nucleo impermeabile - c, strato di drenaggio - d, strato impermeabile - e, sottofondo in calcestruzzo magro - f, corpo della diga

sistemata sul fronte posteriore della macchina ed opportunamente zavorrata, in modo da esercitare sul materiale ancor caldo una pressione sufficiente per il suo costipamento.

La macchina spostandosi lungo il canale consente la posa di uno strato di materiale dello spessore di cm 7,5, che si riduce a cm 5 dopo la compattazione.

Il costo medio di detti rivestimenti, eseguiti su oltre 50 km di canali nelle regioni occidentali degli Stati Uniti è risultato di circa 2,80÷3,00 dollari per m² di superficie rivestita; costo di poco inferiore a quello di un rivestimento in conglomerato cementizio non armato [19]. A giudizio degli imprenditori americani detto costo può ulteriormente ridursi

Fig. 10 - Cantiere per la posa in opera di conglomerato bituminoso sul paramento a monte di diga in terra. (Bonny Dam, Colorado - U.S.A.) [6].



col perfezionamento delle macchine operatrici e con la possibilità di ammortizzare l'attrezzatura di cantiere su lavori di notevole estensione.

Sulle sponde di grandi canali i rivestimenti, in conglomerato o malte bituminose, sono normalmente costituiti da uno o più strati, ciascuno dello spessore di 5 ÷ 10 cm, posti successivamente in opera con apposite macchine stenditrici e compattati con rulli.

Rivestimenti di tal genere hanno trovato impiego su numerosi tronchi della rete europea di canali navigabili. In alcune realizzazioni lo strato impermeabile, sovente realizzato con malte bituminose, è semplicemente posato su un sottofondo drenante; in altre è protetto da un manto bituminoso di copertura talvolta limitato, come nel caso dei canali Dortmund-Ems in Germania e Nimy-Blaton in Belgio, alla parte superiore delle sponde soggetta all'azione del moto ondoso [19].

Conglomerati bituminosi porosi sono stati pure utilizzati per la protezione di sponde di fiumi o canali navigabili, limitatamente alla fascia di sponda, intorno al pelo libero, maggiormente interessata dall'azione erosiva del moto ondoso. La struttura porosa consente un facile deflusso dell'acqua e quindi evita al rivesti-

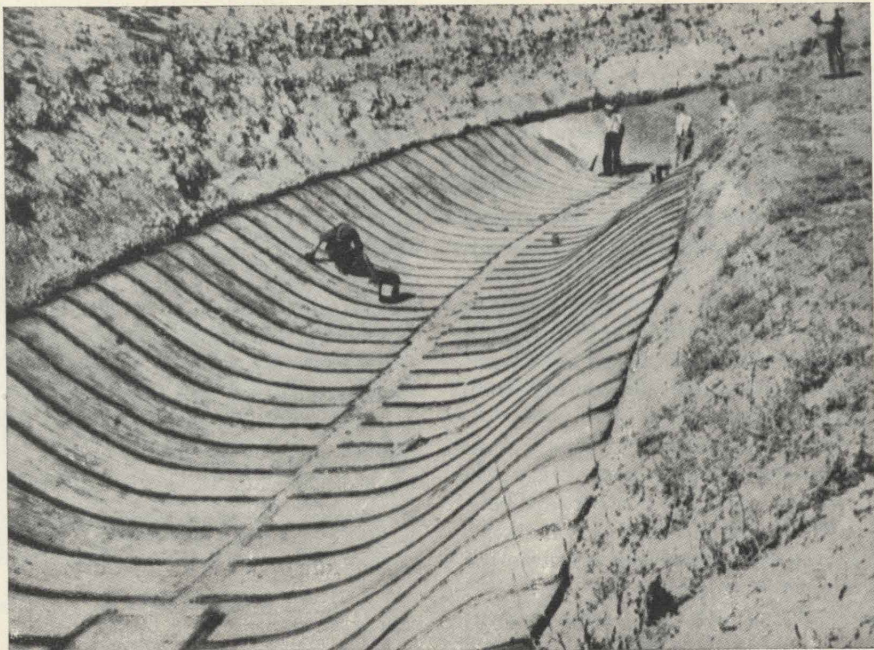


Fig. 12 - Posa in opera di cappe bituminose prefabbricate sulle sponde di un canale. (Paonia Project, Colorado - U.S.A.) [7].

mento di essere danneggiato da eventuali sottopressioni, che l'acqua permeante l'argine potrebbe provocare a seguito di un brusco abbassamento del livello nel canale.

Tipico esempio del genere è il rivestimento (fig. 8) eseguito su di una superficie di oltre 300.000 m² lungo il canale di adduzione dell'impianto idroelettrico di Donzère — Mondragon sul fiume Ro-

dano (Francia), funzionante temporaneamente da canale navigabile.

Un'altra applicazione di notevole interesse riguarda le dighe costruite con materiali incoerenti (terra, pietrame ecc.). I rivestimenti bituminosi, realizzati sui paramenti a monte di dette opere, sono normalmente formati dalla sovrapposizione di strati, aventi funzioni e struttura diverse.

Con riferimento alla sezione schematica, illustrata in figura 9, un rivestimento di tal genere si compone di uno strato superficiale di protezione (a), avente la funzione di resistere all'urto di corpi galleggianti, all'azione di erosione e disgregazione dell'acqua e degli agenti atmosferici, nonché di proteggere, nei paesi caldi, la sottostante struttura dalle elevate temperature esterne. Detto strato ricopre il nucleo impermeabile (b) del rivestimento, costituito da uno o più strati di materiale di elevata compattezza, i quali trovano normalmente appoggio su un sottostante strato di struttura porosa (c). Esso è inteso a raccogliere le acque eventualmente infiltratesi sotto il manto impermeabile (b) e ad impedire che dette acque possano dar luogo, nel caso di rapidi svuotamenti dell'invaso, a sottopressioni pericolose per la stabilità del sovrastante rivestimento.

Fig. 11 - Rivestimento bituminoso di una diga marittima (Olanda) [19].

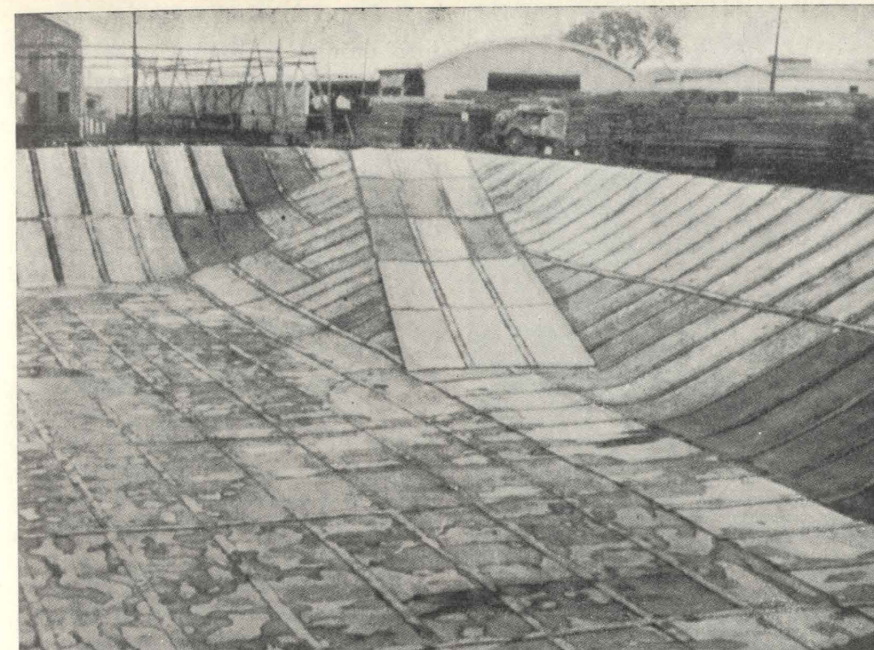


Fig. 13 - Rivestimento di serbatoio con cappe bituminose prefabbricate [12].

Al di sotto di detto strato drenante trova talvolta posto un sottile manto impermeabile (d) allo scopo di evitare che le acque, percolanti nel drenaggio, abbiano ad impregnare il corpo della diga. La superficie del paramento, su cui trova appoggio il rivestimento, dovendo risultare piana e di uniforme resistenza, viene regolarizzata con un getto di calcestruzzo magro.

In Germania (Tab. I) i diversi strati (sottofondo, drenaggio, nucleo impermeabile) sono eseguiti tutti con materiali bituminosi, come pure la copertura superficiale, che è ridotta ad una semplice pellicola di sigillo in bitume puro. Lo spessore complessivo del rivestimento raggiunge i 30 ÷ 35 cm.

I francesi in Algeria (Tab. II) hanno invece limitato l'impiego del materiale bituminoso al solo nucleo impermeabilizzante (b), preferendo il conglomerato cementizio per la costruzione del sottostante strato drenante (c) e del sovrastante manto protettivo (a).

In Italia è stato realizzato nel 1956 sul paramento a monte della diga di S. Maria al Lago (serbatoio della Fedaia), un rivestimento di tipo « francese ». Il manto impermeabile in conglomerato bituminoso, eseguito in due strati successivi per uno spessore complessivo di cm 10, si appoggia ad un sottofondo drenante in calce-

struzzo poroso (spessore cm 12) ed è protetto da piastre in calcestruzzo armato (spessore centimetri 12) [16].

Negli Stati Uniti d'America la tendenza a ridurre i costi dei rivestimenti ha portato a semplificare al massimo la costruzione. Sul semplice sottofondo drenante in pietrame si stende direttamente il manto impermeabile bituminoso in strati successivi, compattati con rulli o piastre vibranti (fig. 10), fino a raggiungere uno spessore complessivo variabile da 15 a 30 cm. (Tab. III).

Manti in conglomerato bituminoso vennero parimenti impiegati nel rivestimento di numerosi serbatoi in terra del tipo a corona, destinati al rifornimento idrico. Nelle vicinanze di Los Angeles (California) il « Department of Water and Power Reservoirs »

TABELLA I

Dighe con rivestimento in conglomerato bituminoso costruite in Germania (dal 1934 al 1940) ed in Germania Occidentale (dal 1950 al 1956) [13].

Nome della diga	Anno di costruzione	Altezza max della diga (m)	Pendenza del paramento rivestito	Superficie rivestita (m ²)	Manto di impermeabilizzazione	
					Strati	Spessore totale (cm)
Amecke	1934	12	1:2	2.500	2	6
Turawa	1937	13	1:3	8.000	2	5
Schevelinger	1940	14	1:1,75	3.500	2	6
Dreilagerbach	1950	—	1:2,5	700	2	6
Geukel	1952	43	1:2,25	11.000	3	9
Perlenbach	1954	18	1:1,75	2.600	2	7
Henne	1955	58	1:2,15	28.000	3	9,5
Riveris	1956	45	1:2	12.000	2	8
Whanbach	1956	46,5	1:1,6	25.000	2	9

TABELLA II

Dighe con rivestimento in conglomerato bituminoso costruite in Algeria (dal 1936 al 1954) [13].

Nome della diga	Anno di costruzione	Altezza max della diga (m)	Pendenza del paramento rivestito	Superficie rivestita (m ²)	Manto di impermeabilizzazione	
					Strati	Spessore totale (cm)
El Ghzib	1937	65	[1:1 e 1:0,67	13.000	2	12
Bou Hanifia	1938	54	1:1 e 1:0,8	23.000	2	12
Oued Sarno	1952	28	1:2,5 e 1:2	11.000	2	8
Iril Emda	1954	75	1:1,6	65.000	2	12

TABELLA III

Alcune dighe con rivestimento in conglomerato bituminoso costruite negli Stati americani dell'Ovest (dal 1951) [7].

Nome della diga	Anno di costruzione	Manto impermeabilizzante	
		Strati	Spessore totale (cm)
Bonny Dam (Colorado)	1951	—	15 ÷ 45
Glen Anne Dam (California)	1953	4	30
Montgomery Dam (Colorado)	1956	3	26,5

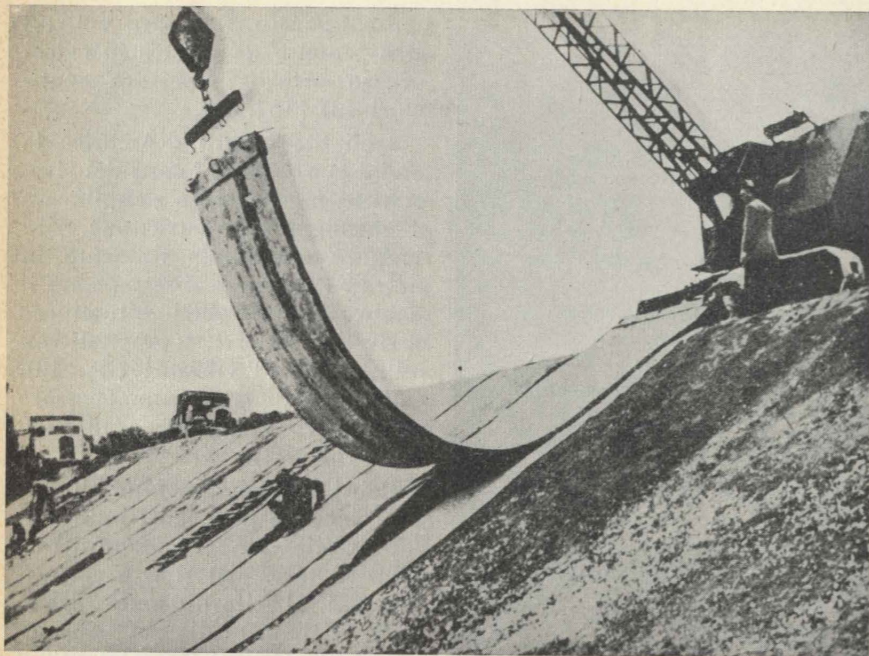


Fig. 14 - Posa in opera di cappe bituminose prefabbricate su un argine fluviale (Senna Marittima, Rouen-Francia) [22].

ha rivestito, dal 1940 al 1956, 11 serbatoi di detto tipo, aventi una capacità complessiva di oltre 1.800.000 m³ ed una superficie di circa 400.000 m² rivestita con manti bituminosi dello spessore di 7 ÷ 10 cm [15].

Applicazioni delle malte bituminose.

Le malte bituminose, costituite come si è detto, da sabbia (70 ÷ 75 %), filler (10 ÷ 15 %) e bitume (10 ÷ 20 %), trovano largo impiego nelle opere di difesa marittime e fluviali, ove vengono per lo più adoperate in unione ad altri materiali. Esse conferiscono alla struttura una interna coesione ed impermeabilità che, senza irrigidirla, consente di meglio resistere all'azione delle correnti ed all'urto delle onde.

Sono state utilizzate per stabilizzare strutture in pietra di scogliera, per la sigillatura di giunti di rivestimenti in pietra od in blocchi di conglomerato cementizio, ovvero per rivestire con manti continui i paramenti di dighe frangiflutti (fig. 11) in quelle località, ove non sono reperibili in sito elementi lapidei di media pezzatura. Numerose applicazioni di tal genere si incontrano lungo le coste dell'America

del Nord e dell'Europa Occidentale, particolarmente in Olanda, Inghilterra e Germania.

Una tecnica costruttiva, che comporta pure l'impiego di malte bituminose e presenta particolare interesse per le favorevoli prospettive di sviluppo, è quella riguardante la confezione delle *cappe bituminose prefabbricate*. Queste costituiscono un rivestimento perfettamente impermeabile ed avente una buona resistenza meccanica, per cui non richiedono alcuna ulteriore copertura di protezione.

Sono stati confezionati diversi tipi di cappe bituminose a seconda dei requisiti di impiego.

Negli Stati Uniti ha avuto successo un tipo di cappe prefabbricate particolarmente adatte per il rivestimento di serbatoi o di canali irrigui in quanto, essendo di modesto peso (18 kg/m²), risultano molto maneggevoli e si prestano al trasporto in balle di 50 ÷ 60 elementi [20]. Sono costituite da uno strato di mastice bituminoso steso su un supporto di feltro, impregnato di bitume, e protetto in superficie da una sottile pellicola di bitume puro.

La posa in opera, eseguita a mano, consiste nella stesa dei fogli

direttamente sul terreno e nella loro unione realizzata o per parziale sovrapposizione del foglio di monte su quello di valle per circa 8 cm (fig. 12) (metodo adottato nei canali, ove il rivestimento è soggetto all'azione del moto dell'acqua), ovvero per semplice accostamento dei fogli e sovrapposizione di un coprigiunto, formato dal medesimo materiale delle cappe e della larghezza di cm 15 (metodo applicato di preferenza nei serbatoi) (fig. 13). La saldatura tra foglio e foglio o tra foglio e coprigiunto è affidata ad un adesivo steso a caldo, ed i giunti vengono rifiniti con una masticeatura a freddo.

Nelle condizioni medie di impiego il costo è risultato di 1,60 ÷ 2,10 dollari per m² di cappa posta in opera.

Cappe prefabbricate di maggiori dimensioni e spessori (5 ÷ 10 cm) vengono confezionate anneggando, a metà spessore, entro la malta bituminosa un'armatura di fili metallici o di corde vegetali, formanti lo scheletro della cappa, ed una serie di cavetti metallici, che servono a tenerle sospese durante la loro manipolazione e ad assicurarle alla sponda.

La struttura delle cappe conferisce loro alcuni pregevoli vantaggi nei confronti di altri rivestimenti: indipendenza nel tempo tra fabbricazione ed impiego; rapidità di messa in opera, che può avvenire anche sott'acqua con un minimo di personale e di attrezzatura.

Cappe di questo tipo hanno trovato impiego nelle opere protettive contro l'azione erosiva dell'acqua su argini di canali, di fiumi o su dighe marittime.

La loro prima applicazione risale al 1933 e servì a rivestire le sponde del fiume Mississippi presso News Orleans (Stati Uniti). In tale circostanza la fabbricazione delle cappe fu eseguita direttamente sul luogo d'impiego in una officina galleggiante sistemata su un pontone. Si ottennero in tal modo cappe di notevoli dimensioni, che, unite tra di loro all'atto della confezione, costituivano un manto bituminoso continuo. La posa in opera consistette nel

fissare un'estremità di detto manto alla sponda e nello scostare il pontone da riva man mano si ultimava la confezione delle successive cappe [23].

Analoghi procedimenti vennero adottati per il rivestimento di un canale di accesso ad un polder dello Zuidersee (Olanda) e di un tratto di sponda del Canale di Suez in Egitto.

Sugli argini della Senna Marittima presso Rouen (Francia) e sul paramento a mare di una diga frangiflutti presso Harlingen (Olanda) si utilizzarono cappe bituminose, confezionate in dimensioni tali da poter essere trasportate a piè d'opera arrotolate su tamburi in legno oppure impilate in cataste. Per sistemarle in posto si utilizzò una gru a braccio (figura 14) la quale operando sull'argine e su un mezzo galleggiante, le teneva sospese « al velo » a mezzo degli appositi cavetti di sospensione o mediante ventose pneumatiche [22].

Macadam bituminoso.

Oltre ai tipi di rivestimenti bituminosi sopra descritti, riteniamo opportuno accennare brevemente al rivestimento in *macadam bituminoso*, che, pur essendo di comune impiego nelle opere stradali, ha finora avuto limitate applicazioni nel settore delle costruzioni idrauliche.

Esso è costituito da uno strato di aggregato lapideo, trattato a penetrazione con una quantità di bitume, normalmente compresa tra i 10 ed i 16 litri per m² di superficie e per uno spessore del rivestimento di cm 5 [6]. La sua confezione richiede un inerte a granulometria « aperta », onde assicurare una profonda e completa penetrazione del bitume, per cui il macadam non risulta mai perfettamente impermeabile.

La principale caratteristica di detto rivestimento consiste nella sua resistenza all'azione erosiva dell'acqua e quindi si presta, quale manto di copertura sopra il terreno, sopra membrane o conglomerati bituminosi, a proteggere sponde di canali, ove notevole è la velocità dell'acqua, o paramenti di opere soggette al moto ondoso.

Mario Quaglia

BIBLIOGRAFIA

- [1] ALLEN, BERTRAM, BLANKS, SUTHERLAND, TURNBULL, BUZZALL, *Review of Slope Protection Methods*, « Proceeding Ann. Soc. of Civ. Eng. », giugno 1948.
- [2] ANONIMO, *Linings for Irrigation Canals*, « Engineering », 12 maggio, 2 giugno, 23 luglio 1950.
- [3] I. TCHEREPENNIKOFF, *L'emploi des produits bitumineux dans les revêtements des canaux et rivières — Technique américaine*, « Annales des Ponts et Chaussées », settembre, ottobre 1951.
- [4] M. PHILIPPE GILLET, *L'utilisation des revêtements bitumineux pour la protection des ouvrages hydrauliques*, présenté au IV Congrès Nord-Africain des Travaux Publics ed du Bâtiment, 10 aprile 1951.
- [5] BUREAU OF RECLAMATION, UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, *Linings for Irrigation Canals*, Denver, Colorado, luglio 1952.
- [6] BUREAU OF RECLAMATION, UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, *The Uses of Asphalt in Hydraulic Construction*, « Bituminous Laboratory Report No. B-19 », 30 dicembre 1952.
- [7] LEWIS M. ELLSPERMAN, *The Bureau of Reclamation's Uses of Asphalt in Hydraulic Construction in the Western United States*, Paper presented at the « First Western Conference on Asphalt in Hydraulics », Salt Lake City, Utah, 19-20 ottobre 1955.
- [8] LEWIS M. ELLSPERMAN, *Buried Asphalt Membrane Canal Linings*, Question No. 7 at the « Third Congress of the International Commission on Irrigation and Drainage », S. Francisco, California, 29 aprile-4 maggio 1957.
- [9] ANONIMO, *Specifications for Asphalt Membrane Linings*, C-131, 6-20-1955.
- [10] ANONIMO, *Asphalt Lines Columbia Basin Canals*, « Engineering News-Record », 28 febbraio 1952.
- [11] THE ASPHALT INSTITUTE, *Specification Hot-Laid Asphaltic Concrete Canal Lining*, Construction Series No. 91.
- [12] *Proceedings of the First Western Conference on Asphalt in Hydraulics*, 19-20 ottobre 1955, « Utah Engineering Experiment Station Department of Civil Engineering », Bulletin No. 78.
- [13] RUDOLF SCHUSTER, *Asphaltbeton - Dichtungen im Talsperrenbau*, « Bau-maschine und Bau-technik », aprile 1957.
- [14] H. CASTELNAU et Y. HALLER, *Barraque d'Iril - Emda*, « Le Technique Moderne Construction », settembre 1954.
- [15] L. R. HOVATER, *Asphalt has many uses of California Reservoirs*, « Engineering News-Record », 7 giugno 1956.
- [16] B. CARUSO, M. PANCINI, *Diga di S. Maria del Lago, sbarramento secondario del serbatoio della Fedaià*, « Geotecnica », n. 5, 1957.
- [17] ING. A. CREA, *Il bitume nelle costruzioni idrauliche con particolare riferimento alle dighe in terra*, pubblicato dalla « Esso Standard Italiana - Reparto Bitumi », agosto 1958.
- [18] M. BOUVET, *Le revêtements de battillage du canal de dérivation*, da « Donzère - Mondragon » numero fuori serie de « La Houille Blanche ».
- [19] Baron W. F. VAN ASBECK M.I.C.E., *Bitumen in Hydraulic Engineering*, published by the Shell Petroleum Co., London 1955.
- [20] ANONIMO, *Les chapes souples asphaltiques préfabriquées au service de l'étanchéité*, « Travaux », agosto 1957.
- [21] M. DUTEIL, *La protection des berges des canaux par plaques bitumineuses préfabriquées*, « Travaux », ottobre 1953.
- [22] M. J. FILIPPI, *La protection par chapes souples bitumineuses préfabriquées, des berges des canaux et rivières et des digues maritimes*, « Bulletin de l'Association Française des Techniciens du Pétrole », N° 92, marzo 1952.
- [23] M. PHILIPPE GILLET, *L'emploi des chapes souples et des revêtements bitumineux pour la protection des ouvrages hydrauliques*, « Terres et Eaux », N° 17.
- [24] P. PRIEUR et P. GILLET, *La protection des risernes du canal de Suez par revêtements bitumineux*, « Travaux », novembre-dicembre 1955.
- [25] T. V. D. WOODFORD, *Lower Cost Irrigation Canal Linings*, « Engineering News-Record », 5 novembre 1953.
- [26] R. J. WILLSON, *Progress Report Lower-Cost Canal Linings Program*, Paper presented at the, « Tenth Annual Water Users Irrigation Conference on Project Tour », Powell, Wyoming, 4-6 settembre 1957.
- [27] THE ASPHALT INSTITUTE, *Asphalt Handbook*, Construction Series No. 81.
- [28] All'atto di andare in stampa ci è pervenuta la relazione dei dott. ingg. L. DE VITO e U. RAVAGLIOLI sul tema: *Applicazioni del bitume nelle opere idrauliche*, presentata al Convegno di studio, tenutosi a Roma il 15 novembre 1958, e pubblicata sulla Rivista « L'Acqua » numero 4-5, 1958.

Sul comportamento a rottura di travi a sbalzi, con tiranti pretesi

UGO ROSSETTI esamina il tipo di travata a sbalzi con tiranti preventivamente tesi, indicandone i vantaggi rispetto alla travata appoggiata. Attraverso all'analisi del comportamento della struttura sotto carichi crescenti fino al collasso, illustra la necessità di un accurato proporzionamento dell'opera al fine di garantirne un sufficiente margine di sicurezza a rottura.

1) Premessa.

In talune applicazioni si è rivelato interessante l'impiego di strutture precomprese dotate di sbalzi con tiranti pretesi allo scopo di creare momenti negativi sugli appoggi e diminuire di conseguenza il massimo momento in mezzzeria (fig. 1).

La soluzione si presenta vantaggiosa per vari motivi; essa consente di modificare il regime statico della struttura entro limiti abbastanza vasti, agendo sulla tensione nei tiranti; in confronto con lo schema di trave appoggiata essa permette considerevoli incrementi di portanza; infine il suo costo è generalmente moderato e certamente inferiore a quello di una trave contrappesata a mezzo di un cassone.

A questi vantaggi fa riscontro la necessità di tener conto di circostanze che non intervengano nelle usuali travate isostatiche e cioè la comparsa di elevati sforzi di taglio sugli appoggi, l'iperstaticità dell'insieme, l'esigenza di limitare il tasso di sollecitazione dei tiranti per non oltrepassare il limite di fatica dell'acciaio che li costituisce.

Indipendentemente da questa difficoltà, il cui superamento non presenta problemi concettuali, noi vorremmo soffermarci su di un altro aspetto del comportamento delle strutture in esame e precisamente sulla valutazione del margine di sicurezza a rottura. L'iperstaticità del sistema infatti fa sì che tale margine non possa calcolarsi, come nelle usuali strutture con sbalzi, mediante semplici ragionamenti attinenti al comportamento locale delle sezioni più sollecitate, ma debba invece dedursi da un ragionamento che consideri il comportamento d'insieme della struttura in fase di adattamento.

Si tratta quindi di un problema interessante al quale ci sembra utile cercare di applicare i metodi con i quali si è tentato da qualche

anno di analizzare il comportamento delle costruzioni iperstatiche in campo anelastico.

2) Notazioni.

l = $L/2$, lunghezza di metà trave

q = carico distribuito

M = momento flettente generico

M_1 = momento corrispondente al termine della fase elastica (inizio della parzializzazione del conglomerato)

M_r = momento di rottura

μ = curvatura generica

$\bar{\mu}$ = curvatura anelastica

W = peso elastico di metà trave

$R = \frac{\lambda}{W}$ = coefficiente adimensionale proporzionale alla rotazione λ sull'appoggio

S = margine di sicurezza a rottura ($S = \frac{q \text{ rottura}}{q \text{ servizio}}$)

J = momento d'inerzia della sezione totalmente reagente

J' = momento d'inerzia della sezione parzializzata

$K = J/J'$

$\alpha = \frac{z}{l}$, rapporto tra la lunghezza della zona plasticizzata all'appoggio e la lunghezza di metà trave

$\beta = \frac{ql^2}{M_1}$

q = rapporto tra momento in mezzzeria e momento all'appoggio

t = tensione unitaria nei tiranti (Kg/mm^2).

3) Richiami.

Nell'impostazione dello studio del comportamento della struttura al crescere del carico osserviamo innanzitutto che si possono verificare due tipi di fenomeni anelastici:

1) Il superamento del limite di elasticità nell'acciaio dei tiran-

ti, con conseguente modifica delle condizioni di incastro.

2) La comparsa di deformazioni plastiche nelle sezioni più sollecitate della trave (mezzzeria e appoggi).

Praticamente possiamo considerare la struttura come una trave incastrata elasticamente, con grado di incastro variabile ed effettuare lo studio, appoggiandoci su di un metodo (1) (2) già precedentemente applicato, che consente di seguire l'evoluzione del fenomeno anelastico al crescere del carico uniforme.

Il metodo è basato sull'applicazione delle condizioni di congruenza della deformazione totale (elastica e plastica):

$$\int_e \frac{Mdz}{EJ} + \int_i \bar{\mu}dz + \int_m \bar{\mu}dz = 0 \quad (1)$$

dove il primo integrale è esteso a tutta la trave, il secondo ed il terzo rispettivamente alle zone di incastro e di mezzzeria entrate in fase plastica (fig. 2).

Nel caso attuale, di trave incastrata elasticamente per la presenza dei tiranti, l'equazione (1) si scrive:

$$\int_e \frac{Mdz}{EJ} + \int_i \bar{\mu}dz + \int_m \bar{\mu}dz = R \frac{Ml}{2EJ} \quad (2)$$

dove R è un coefficiente adimensionale proporzionale alla entità della rotazione sull'appoggio.

Poniamo che la rotazione sull'appoggio soggetto a momento M valga:

$\varphi = \lambda M$; si assuma per R il valore:

$$R = \frac{2\lambda EJ}{l}, \text{ rapporto tra } \lambda \text{ ed il}$$

peso elastico di metà trave.

Calcolato R , nel nostro caso in funzione della cedevolezza dei tiranti e dello sbalzo, si utilizzano i grafici delle curve di congruenza per seguire l'evoluzione del fenomeno elasto-plastico fino a rottura. Mentre nelle travi a sezione

costante l'applicazione del metodo è immediata, nei casi di trave a sezione variabile sorgono notevoli complicazioni analitiche: cominceremo pertanto ad esaminare una trave a sezione costante, riservandoci di studiare in seguito il caso della sezione variabile apportando le necessarie semplificazioni. Per inquadrare bene il problema esamineremo inoltre i risultati che si conseguono applicando le due schematizzazioni costituite dal metodo elastico e dal metodo di saturazione plastica, confrontando i diversi valori ottenuti.

La nostra analisi procederà studiando successivamente:

a) il comportamento elastico idealmente proseguito fino a rottura. Si suppone cioè che la struttura si comporti elasticamente sotto carichi crescenti e quindi che non muti il rapporto tra momento di mezzzeria e momento sull'appoggio.

b) l'evoluzione del fenomeno anelastico, con il metodo prima indicato.

c) infine, l'ipotesi delle cerniere plastiche nella quale si suppone, come è noto, che nella zona che per prima raggiunge il momento di rottura (mezzzeria) si crei una cerniera plastica dotata della capacità di rotazione necessaria perchè l'altra zona (appoggio) raggiunga il momento di rottura, addivenendo così all'integrale sfruttamento delle capacità resistenti delle due sezioni più sollecitate.

È noto che il primo metodo fornisce valori del margine di sicurezza più bassi del reale, perchè non tiene conto del contributo di redistribuzione offerto dai fenomeni anelastici, mentre il terzo fornisce generalmente risultati in eccesso, perchè suppone che i fenomeni anelastici possano assumere un valore tale da consentire la completa saturazione delle possibilità resistenti della trave.

Successivamente esamineremo un esempio di trave a sezione variabile. Non potendo in questo caso seguire in dettaglio l'evoluzione delle varie fasi di equilibrio, esamineremo il comportamento a rottura mediante l'impiego di ipotesi semplificatrici, appoggiandoci sui risultati conseguiti nella trave a sezione costante.

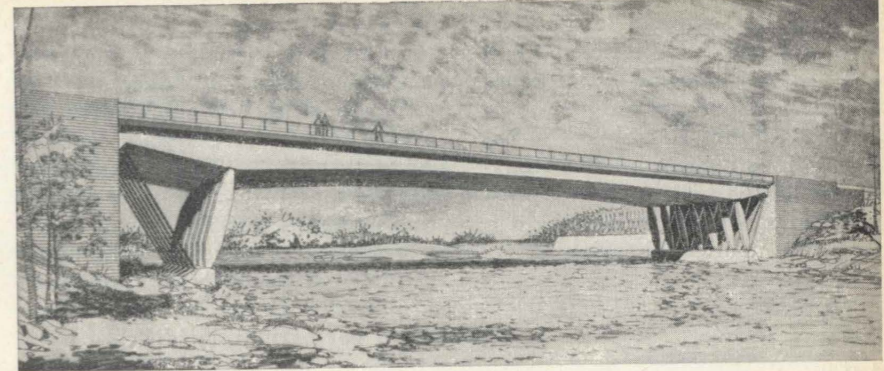


Fig. 1 - Travata a sezione variabile con tiranti.

4) Travi a sezione costante.

Nella fig. 3 è indicata una trave precompressa a sezione costante, dotata di tiranti verticali. Noi effettueremo anzitutto il confronto fra questa situazione e quella di semplice appoggio (senza tiranti), per porre in luce il vantaggio dato dalla iperstaticità in fase di servizio.

Le caratteristiche della trave sono le seguenti:

Luce m 28

Sbalzi m 1,50

Momento d'inerzia: $J = 0,221 \text{ m}^4$

Momenti resist.: $W_{sup} = 0,318 \text{ m}^3$

$W_{inf} = 0,207 \text{ m}^3$

Altezza della trave: $h = 1,60 \text{ m}$.

Si supponga che l'armatura di precompressione sia uguale nei due casi e pari a 7 cavi da $12 \text{ } \varnothing 7 \text{ mm}$.

Il momento di rottura calcolato con formula approssimata vale in mezzzeria:

— $0,95 \times 7 \times 12 \times 38,5 \times 170 \times 1,50 = 785 \text{ tm}$

— contributo acciaio dolce 20 tm

805 tm

Se immaginiamo di assumere un margine di sicurezza uguale a 2, calcolato rispetto ai momenti, possiamo ammettere un momento flettente massimo in servizio di 400 tm per la trave isostatica.

Supponendo che il momento di peso proprio valga 200 tm , le massime sollecitazioni in servizio della trave appoggiata saranno:

— Momenti in mezzzeria:

per peso proprio: 200 tm

per carico utile: 200 tm

Totale 400 tm

— Carichi unitari corrispondenti:
peso proprio: $2,05 \text{ t/m}$
carico utile: $2,05 \text{ t/m}$

 $4,10 \text{ t/m}$

Consideriamo ora la trave con tiranti, di area 45 cm^2 , tesi inizialmente a 15 kg/mm^2 e cioè a circa 66 ton (1); dal calcolo iperstatico si ottiene che nel tirante si sviluppa una reazione di $19,5 \text{ ton}$ per ogni tonnellata di carico uniformemente ripartito in travata. Il momento sull'appoggio vale allora:

$$19,5 \times 1,5 = 29,5 \text{ tm}; (ql^2/27,5)$$

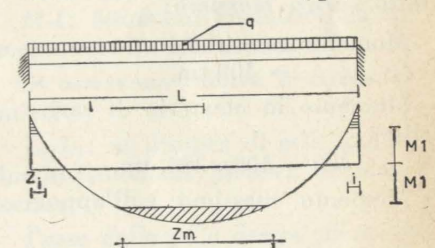


Fig. 2 - Schema di diagramma di momento in fase elasto-plastica.

Il momento isostatico in mezzzeria:

$$\frac{2}{1 \times 28/8} = 97,5 \text{ tm}; \text{ dedotto il momento residuo in mezzzeria è:}$$

$$97,5 - 29,5 = 68 \text{ tm} (ql^2/11,5).$$

Il rapporto tra i due momenti vale:

$$q = \frac{M_m}{M_i} = 2,3;$$

le varie fasi di carico cui è soggetta la trave sono schematizzate in

(1) La forte area e la conseguente modesta sollecitazione nel tirante si sono rese necessarie per ottenere una reazione e quindi un grado di incastro di entità adeguata.

fig. 4; si immaginano le tre fasi: trave precompressa e soggetta al peso proprio, intervento dei tiranti e applicazione del momento negativo di 100 tm (massimo compatibile con le condizioni di sollecitazione locali: trazioni e compressioni nelle sezioni di appoggio e mezzeria); azione dei carichi esteri-

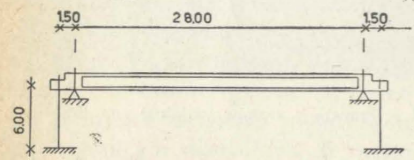


Fig. 3 - Schema di travata a sezione costante con tiranti.

ni, fino ad un flettente massimo di 400 tm, (assunto pari a metà del momento di rottura).

Le massime sollecitazioni sono dunque:

A vuoto.

Momento introdotto sugli appoggi:

$$-100 \text{ tm}$$

Momento per peso proprio in mezzeria:

$$200 - 100 = 100 \text{ tm.}$$

Sotto carico massimo:

Momento massimo in mezzeria: = 400 tm.

Momento in mezzeria di carico utile:

$$400 - 100 = 300 \text{ tm.}$$

Momento massimo sull'appoggio:

$$-230 \text{ tm.}$$

Momento di carico utile sull'appoggio:

$$230 - 100 = 130 \text{ tm.}$$

Momento complessivo di carico utile:

$$130 + 300 = 430 \text{ tm.}$$

Carichi unitari corrispondenti:

peso proprio: 2.05 t/m

carico utile 4.40 t/m

Totale 6.45 t/m

Come era facile prevedere, la trave iperstatica presenta il notevole vantaggio di avere raddoppiata la capacità portante di carico utile rispetto alla trave appoggiata.

Si tenga però presente che la soluzione iperstatica prevede la costruzione di robusti sbalzi soggetti a forte taglio e la messa in

opera dei tiranti, opere il cui costo riduce il segnalato vantaggio economico della soluzione.

Si osservi ancora che l'armatura con sette cavi è quella limite per la trave iperstatica (condizionata dalle tensioni unitarie massime a vuoto), mentre per la trave isostatica si potrebbe ammettere un'armatura di precompressione di 9 cavi. In questo caso il momento per carichi accidentali passerebbe da 200 a 260 tm, il carico utile da 2.05 a 2.67 t/m, il carico totale da 4.10 a 4.72 t/m e lo svantaggio sarebbe diminuito.

4.1) Comportamento a rottura.

Immaginiamo ora di far crescere il carico uniformemente ripartito che sollecita i due tipi di trave esaminati, fino a rottura.

4.1.1) Proseguimento ideale elastico.

La trave isostatica non presenta difficoltà per il calcolo del coefficiente di sicurezza a rottura.

Si ha infatti:

$$S = \frac{q_{\text{rottura}}}{q_{\text{servizio}}}$$

che può essere in questo caso indifferentemente espresso come rapporto di carichi o come rapporto di momenti.

È infatti:

$$S = \frac{805 \text{ tm}}{400 \text{ tm}} = \frac{8.25 \text{ t/m}}{4.10 \text{ t/m}} = 2.015$$

Nella trave con tiranti si ha: momento di rottura mezzeria:

$$805 \text{ tm;}$$

incremento di momento rispetto al valore di servizio:

$$805 - 400 = 405 \text{ tm;}$$

incremento di momento corrispondente all'appoggio:

$$405/2.3 = 176 \text{ tm;}$$

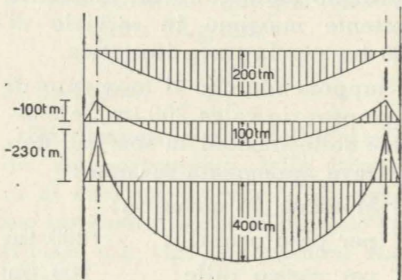


Fig. 4 - Fasi di sollecitazione nella trave di fig. 3: peso proprio, peso più azione tiranti, carico massimo.

momento sull'appoggio all'atto della rottura in mezzeria:

$$230 + 176 = 406 \text{ tm;}$$

momento complessivo assorbito dalle due sezioni:

$$406 + 805 = 1211 \text{ tm;}$$

carico unitario corrispondente:

$$\frac{8 \times 1211}{28 \times 28} = 12.3 \text{ t/m.}$$

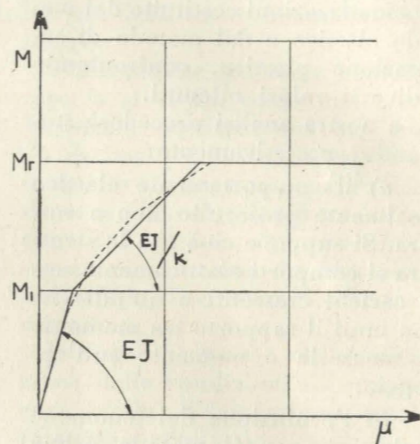


Fig. 5 - Diagramma momenti-curvature trilineari (1° tratto elastico, 2° tratto a pendenza EJ/k, 3° tratto plastico).

Il margine di sicurezza a rottura risulta:

$$S = \frac{12.3}{6.45} = 1.905, \text{ con una perdita del } 5,5\% \text{ sul valore del margine di sicurezza della trave isostatica.}$$

4.1.2.) Studio dell'evoluzione del fenomeno anelastico.

Per trattare il problema con il metodo indicato e seguire su grafici del tipo di quello di fig. 6 l'evoluzione delle successive fasi di equilibrio, occorre in generale precisare le seguenti grandezze:

a) R : misura della cedevolezza dell'incastro;

b) K : coefficiente di incremento della pendenza della curva momenti — curvature allorché si supera la fase elastica.

c) M_1 : momento flettente a partire dal quale cessa, in una determinata sezione, il funzionamento in regime elastico.

d) M_r : momento di rottura, cui corrisponde il raggiungimento dell'asintoto nel diagramma momenti — curvature.

La scelta di K , nelle travi in cemento armato ordinario, era sta-

ta effettuata (2) considerando come periodo elastico quello corrispondente alla sezione totalmente reagente, come periodo dei fenomeni anelastici quello corrispondente alla parzializzazione: si era assunto come valore di K il rapporto tra il momento d'inerzia della sezione tutta reagente ed il momento d'inerzia della sezione parzializzata. Il valore di M_1 risulta, nelle travi in c.a. ordinario, molto vicino al momento di servizio dei calcoli convenzionali.

Nel caso delle travi precomprese con tiranti intervengono due fattori a modificare le ipotesi adottate per le travi in cemento armato. Il primo influisce sul valore di K e deriva dal fatto che la precompressione interviene nella determinazione dell'asse neutro perché la trave risulta pressoinflessa, con che il valore di K risulterebbe variabile. Il secondo fattore deriva dall'azione iniziale dei tiranti, la quale modifica la situazione di partenza della trave con l'introduzione di un momento negativo negli appoggi: esso influisce sul valore da attribuire ad M_1 e ad M_r . Non volendo introdurre ulteriori complicazioni analitiche per tener conto dei fattori indicati, si è proceduto come segue: per K si è assunto un valore costante

scelto in modo che l'errore introdotto risultasse modesto (K un po' inferiore al valore corrispondente alla totale parzializzazione ed M_1 un po' superiore al valore che compete all'inizio della fessurazione, come in fig. 5).

Per M_1 ed M_r si sono assunti i momenti depurati del valore del momento nella situazione iniziale (azione dei tiranti più peso proprio).

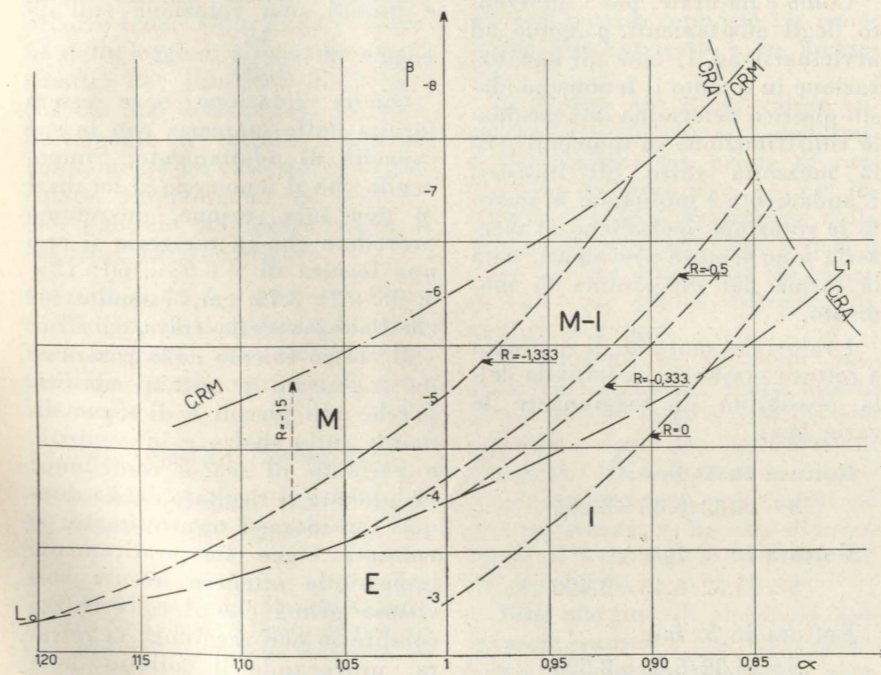
In definitiva sono risultati i seguenti coefficienti:

a) $R = -1.333$, come risulta dal calcolo basato sul rapporto tra momento di mezzeria e di appoggio per effetto di un carico uniforme, rapporto pari a 2.3.

b) $K = J/J'$, dove $J = 0,221 \text{ m}^4$ è il momento d'inerzia della sezione totale e $J' = 0,037 \text{ m}^4$ è il momento d'inerzia della sezione parzializzata. Il rapporto K (che vale circa 6) è stato assunto pari a 5 per tener conto della variabilità di K . (fig. 5).

c) M_1 Superato il momento di servizio, pari a 400 tm, al lembo inferiore compaiono tensioni positive che determinano deformazioni plastiche e successivamente la fessurazione. Assumeremo per il momento corrispondente, il valore in lieve eccesso di 450 tm, per

Fig. 6 - Grafico di evoluzione del fenomeno elasto-plastico al crescere del carico. Zone E=fenomeni plastici solo in mezzeria; I=id. solo all'incastro; M-I=id. in entrambe le sezioni. Curve limite: CRM=curva di rottura in mezzeria ($M_{r,m} = 2M_1$); CRA=curva rottura appoggio; L_0, L_1 =curva limite $M_{\text{mezzeria}} = M_1$.



tener conto nella curva momenti — curvature, della approssimazione assunta per K . Il valore di M_1 si ottiene sottraendo il valore di 450 tm l'entità del momento nella situazione iniziale (+ 100 tm). Pertanto si ha: $M_1 = \pm 350 \text{ tm}$, uguale nelle sezioni di mezzeria e di appoggio.

d) M_r È pari a 805 tm; dedotto 100 tm, pari al momento nella situazione iniziale, si ha $M_r = 705 \text{ tm} \div 2M_1$.

Ciò premesso, passiamo a svolgere il nostro ragionamento utilizzando il grafico di fig. 6, il quale come meglio spiegato nelle memorie citate, è costruito nelle coordinate $\beta = \frac{ql^2}{M_1}$, proporzionale al carico, ed $\alpha = \frac{z}{l}$, proporzionale alla zona in campo plastico z .

Nel grafico si distinguono le seguenti regioni:

E: elastica (tutte le sezioni sono in regime elastico);

M: fenomeni anelastici nella zona di mezzeria;

I: fenomeni anelastici nella zona d'incastro;

M-I: fenomeni anelastici sia in mezzeria che all'incastro.

Si osservano inoltre le curve-limite:

L_0, L_1 : al di sopra di essa hanno inizio fenomeni plastici in mezzeria;

L'asse delle β : a destra iniziano fenomeni plastici all'incastro;

CRM: curva di rottura in mezzeria, corrispondente alla condizione: Momento mezzeria = $2M_1$;

CRA: curva di rottura appoggio, cioè momento appoggio (ovvero incastro) = $2M_1$.

Nel grafico sono tracciate alcune curve $K = 5$ per diversi valori di R : tali curve esprimono, in coordinate α e β , le condizioni di congruenza (1) (2) ed hanno equazione, nella zona M-I:

$$2\alpha^3\beta(1-K) + 3\alpha^2\beta(K-R) - \beta(K-3R) + 6 - 6R + 2\beta(K-1)\left(\alpha^2 + \frac{4}{\beta}\right)^{3/2} = 0. \quad (3)$$

L'impiego del diagramma è molto semplice:

si individua anzitutto la curva $R = -1,333$, che rappresenta

quella corrispondente alle condizioni di vincolo della nostra trave, e la si segue per valori crescenti di β , cioè del carico.

Le fasi che si susseguono a mano a mano che il carico cresce, sono:

1^a) Fase elastica, nella zona E , che termina all'intersezione con la curva limite L_0-L_1 per cui, come è noto, è: Momento mezzzeria = M_1 .

Le coordinate sono: $\alpha = 1,195$; $\beta = -2,8$.

Il carico corrispondente vale:
 $q = \frac{\beta M_1}{l^2} = \frac{2,8 \times 350}{14 \times 14} = 5 \text{ t/m}$.

Il momento in mezzzeria vale:
 $350 + 100 = 450 \text{ tm}$.
 Il momento dell'appoggio vale:
 $-142 - 100 = -242 \text{ tm}$.

2^a) Fenomeni anelastici localizzati in mezzzeria, zona M (termina all'intersezione coll'asse delle β):

$\beta = -5,06$; $\alpha = 1$; $q = 9,02 \text{ t/m}$
 momento in mezzzeria:
 $535 + 100 = 635 \text{ tm}$
 momento all'appoggio:
 $-350 - 100 = -450 \text{ tm}$.

3^a) Fenomeni anelastici in mezzzeria ed all'appoggio, zona $M-I$ (termina all'intersezione con la curva di rottura $C R M$):

$\beta = -7,17$; $\alpha = 0,915$;
 $q = 12,8 \text{ t/m}$
 momento in mezzzeria:
 $705 + 100 = 805 \text{ tm}$
 momento all'appoggio:
 $-555 - 100 = -655 \text{ tm}$.

In questa situazione ha inizio la fase di rottura, perchè la mezzzeria ha raggiunto il suo massimo momento resistente.

È da notare che i diversi valori di q calcolati devono essere aumentati del carico corrispondente alla situazione iniziale ($100 + 100 = 200 \text{ tm}$) e cioè di circa $2,02 \text{ t/m}$: all'inizio della rottura il carico corrispondente sarebbe quindi di $12,8 + 2,02 = 14,82 \text{ t/m}$.

4^a) Fissazione del momento in mezzzeria al valore M_r e proseguimento con deformazione a momento costante in questa sezione. Noi ammetteremo che si verifichi

una rotazione pari a metà di quella necessaria per la totale uguaglianza:

$$\beta = -7,58; \quad q = 13,5 \text{ t/m}$$

$$M_m = 805 \text{ tm}; \quad M_i = -605 \text{ tm}$$

(Questa situazione può verificarsi solo se la mezzzeria possiede la richiesta capacità di adattamento).

5^a) Totale saturazione plastica:

$$\beta = -8; \quad q = 14,3 \text{ t/m}$$

$$M_m = 805 \text{ tm} = -M_i$$

(punto d'intersezione delle due curve di rottura).

È il caso limite, che richiede alla mezzzeria rotazioni difficilmente realizzabili.

Il modo più evidente per seguire l'evolversi del fenomeno di adattamento elasto-plastico consiste nell'esame della successione dei valori di ρ (rapporto tra momento in mezzzeria e momento all'appoggio); come appare dal seguente specchio:

- 1^a Fase: $M_m = 450$;
 $M_i = -242$; $\rho = 1,86$
 2^a Fase: $M_m = 635$;
 $M_i = -450$; $\rho = 1,41$
 3^a Fase: $M_m = 805$;
 $M_i = -655$; $\rho = 1,22$
 4^a Fase: $M_m = 805$;
 $M_i = -725$; $\rho = 1,11$
 5^a Fase: $M_m = 805$;
 $M_i = -805$; $\rho = 1$

Come è naturale, per l'intervento degli adattamenti, ρ tende ad avvicinarsi ad 1, cioè all'uguaglianza in quanto il fenomeno elasto-plastico determina una graduale redistribuzione di momenti dalla mezzzeria verso gli incastri. L'andamento è monotono in quanto le rotazioni anelastiche di mezzzeria sono sempre prevalenti, data la forma del diagramma di momento.

I valori del margine di sicurezza a rottura sarebbero, a seconda della possibilità di raggiungere le varie fasi:

- Rottura in 3^a fase:
 $S = 14,82/6,45 = 2,295$
 Rottura in 4^a fase:
 $S = 15,52/6,45 = 2,420$
 Rottura in 5^a fase:
 $S = 16,32/6,45 = 2,520$

4.1.3) Calcolo col metodo delle cerniere plastiche.

L'applicazione del metodo delle cerniere plastiche è, in questo caso, molto semplice. Si suppone che il momento di rottura sia lo stesso tanto in mezzzeria che nell'appoggio. Adottando l'ipotesi che nella sezione più sollecitata (mezzzeria) si costituisca una cerniera plastica capace di ruotare tanto da consentire all'appoggio di raggiungere il momento di rottura, si ha:

— momento di rottura complessivo: $2 \times 805 = 1610 \text{ tm}$.

— carico uniforme corrispondente a rottura: $16,3 \text{ t/m}$.

— margine di sicurezza: 2,52, (come già calcolato più sopra, quando si è supposto di raggiungere l'intersezione delle due curve di rottura) con un incremento di circa 33 % sul valore del margine ideale elastico che risultava di 1,905.

Occorre subito osservare come sia estremamente improbabile ottenere un tale risultato. Consideriamo infatti che, per raggiungere la rottura sull'appoggio, i tiranti subiscono un incremento di tensione di circa 60 kg/mm^2 rispetto alla tensione che essi hanno quando la mezzzeria raggiunge il proprio momento di rottura. A tale incremento di tensione corrisponde un allungamento di 18 mm e quindi una rotazione sull'appoggio di $\frac{18}{1500} = 12 \times 10^{-3}$.

Questa rotazione deve essere fornita dalla mezzzeria con le sue capacità di adattamento. Supponendo che il fenomeno si localizzi in una sola sezione, dovremmo prevedere che in mezzzeria si crei una fessura di $\div 0,95 \times 160 \times 12 \times 10^{-3} \times 2 = 3,75 \text{ cm}$, essendo 160 cm l'altezza della trave.

Il nostro calcolo della rotazione ha trascurato i termini elastici, perchè più piccoli e di segno discorde sullo sbalzo e in campata, e pertanto di scarso contributo; per quanto il risultato debba dunque considerarsi approssimato, si constata come sia praticamente impossibile ottenere fessure così vistose prima che il calcestruzzo compresso non raggiunga la rottura, provocando il collasso della

trave. Questa importante restrizione deve anche essere applicata alla 4^a ed alla 5^a fase del calcolo 4.1.2.

4.1.4.) Effetto della deformazione dei tiranti.

I calcoli precedenti sono stati svolti senza tenere conto della restrizione imposta dalla legge di deformazione dei tiranti: se infatti la tensione supera il valore del limite elastico nell'acciaio dei tiranti, la reazione iperstatica diminuisce ed il collasso in mezzzeria viene accelerato.

Ecco come variano le tensioni unitarie t nei tiranti al crescere del carico e quindi del momento sull'appoggio:

- a vuoto
 $(M = -100 \text{ tm}) : t = 15 \text{ kg/mm}^2$
 — a pieno carico
 $(M = -230 \text{ tm}) : t = 34,5 \text{ kg/mm}^2$
 — a rottura elastica
 $(M = -406 \text{ tm}) : t = 61,0 \text{ kg/mm}^2$
 — a rottura per saturazione plastica
 $(M = -805 \text{ tm}) : t = 121,0 \text{ kg/mm}^2$

Dai valori suddetti si deduce che se l'acciaio impiegato presenta un limite elastico superiore a 121 kg/mm^2 , nessuna apprezzabile restrizione è imposta dalla deformabilità dei tiranti. Se invece il limite elastico risulta inferiore, occorre tener conto della variazione della legge di allungamento dei tiranti. Per illustrare l'influenza che ciò può determinare sul comportamento a rottura scegliamo volutamente un caso un po' particolare. Supponiamo ad esempio che l'acciaio impiegato abbia le seguenti caratteristiche:

- rottura 75 kg/mm^2 (cioè con coefficiente di sicurezza 2,18 a rottura rispetto alla sollecitazione massima sotto carico di $34,5 \text{ kg/mm}^2$),
 — limite elastico: 50 kg/mm^2 .
 — modulo elastico tra 50 e 75 kg/mm^2 : $E = 500 \text{ kg/mm}^2$ (2).

(2) Si assume $E = 10 \times 50 = 500 \text{ Kg/mm}^2$, essendo 50 Kg/mm^2 il limite elastico, come suggerito dal Comité Européen du Béton.

a) Il calcolo elastico procede analogamente fino all'istante in cui lo sforzo nel tirante raggiunge il limite elastico e cioè per:

$$M \text{ mezzzeria: } 647,5 \text{ tm}$$

$$M \text{ appoggio: } -337,5 \text{ tm}$$

A questo punto la reazione dei tiranti, che prima cresceva di $19,5 \text{ ton}$ per 1 t/m in travata, crescerà solo più di $2,25 \text{ ton}$ per ogni incremento di 1 t/m in travata, data la diminuita rigidità del tirante.

In questa fase il rapporto ρ tra momenti in mezzzeria e momenti su appoggio passa al valore 29.

Quando la mezzzeria raggiunge la rottura (incremento: $805 - 647,5 = 157,5 \text{ tm}$) l'appoggio avrà un momento di $337,5 + 157,5/29 = 343 \text{ tm}$.

Il carico corrispondente vale $11,6 \text{ t/m}$ ed il margine di sicurezza 1,79, con una perdita del 6 % rispetto al valore 1,905, trovato per i tiranti ad alto limite elastico.

b) Lo studio dell'evoluzione elasto-plastica si svolge sul diagramma di fig. 6, fino a che la curva $R = -1,333$ raggiunge una ordinata β corrispondente al carico che determina nel tirante il raggiungimento del limite elastico: si può valutare che β valga circa -4 .

Occorre ora passare alla curva relativa al nuovo valore di R , che si calcola facilmente tenendo presente il mutato rapporto tra i momenti sull'appoggio e in mezzzeria.

Si ottiene per R un valore superiore a -15 , che esce dai limiti del grafico: ma prima di raggiungere la curva $R = -15$ si incontra la curva di rottura della sezione di mezzzeria, per β pari a circa $-5,2$ e quindi per un carico di $11,3 \text{ t/m}$, che corrisponde alla rottura in 3^a fase.

Il margine di sicurezza vale 1,75, cioè inferiore, come logico, al valore del calcolo elastico che precede, date le deformazioni plastiche della mezzzeria; rispetto all'analogo caso con tiranti ad alta resistenza, si ha una diminuzione di S da 2,29 a 1,75 cioè del 23 per cento.

Tale margine di sicurezza può crescere, supposta una forte possibilità di adattamento della mez-

zeria, cioè immaginando di poter percorrere un certo tratto sulla C.R.M.: ma non si possono sperare notevoli incrementi, dato che la mezzzeria ha già raggiunto il proprio momento limite.

c) Il calcolo con il metodo delle cerniere plastiche postula che si raggiunga nell'appoggio il momento di rottura dei tiranti, pari a -505 tm , il che coincide con l'ipotesi che si realizzi la completa saturazione ($S = 2,05$).

Osserviamo tuttavia l'aumentata cedevolezza dei tiranti rende estremamente improbabile che la cerniera plastica di mezzzeria possa dar luogo a rotazioni così elevate da consentire la saturazione dei momenti. In ogni modo S non potrà superare il valore di 2,05, con una perdita del 20 % rispetto al caso dei tiranti ad alta resistenza (in cui come si ricorda valeva: $S = 2,52$); è inutile sottolineare che il valore 2,05 è assai basso e da considerarsi insufficiente.

Dalla trattazione che precede si trae la conclusione che l'iperstaticità della struttura con tiranti ha aumentato la portanza dell'opera, ma non ha dato luogo ad un incremento nel margine di sicurezza a rottura, in confronto al caso isostatico.

I margini di sicurezza trovati sono infatti i seguenti:

- *Struttura isostatica*: 2,015.
 — *struttura con tiranti ad alto limite elastico*:

a) calcolata elasticamente: 1,905

b) calcolata col metodo dell'evoluzione elasto-plastica:

- all'inizio della rottura: 2,29
 — a parziale saturazione: 2,42

c) calcolata col metodo delle cerniere plastiche: 2,52.

— *struttura con tiranti a basso limite elastico*:

a) calcolata elasticamente: 1,79

b) calcolata col metodo della evoluzione elasto-plastica:

- all'inizio della rottura: 1,75

c) calcolata col metodo delle cerniere plastiche: 2,05.

Si conclude cioè che è necessario ammettere un certo adattamento plastico della struttura per assicurare alla stessa un coefficiente di sicurezza a rottura pari a quello della trave isostatica corrispondente. È opportuno pertanto analizzare attentamente le possibilità locali di adattamento in funzione delle caratteristiche del materiale, in modo da non richiedere alla struttura più di quanto essa possa dare; se del caso conviene procedere ai necessari aumenti delle sezioni resistenti.

5) Travi a sezione variabile.

Nelle travi a sezione variabile l'analisi accurata del comportamento a rottura si rivela ancor più necessaria che nelle travi a sezione costante, in quanto la diminuzione di margine di sicurezza può assumere proporzioni notevoli.

Ciò risulta dall'esempio che segue, scelto volutamente per illustrare l'entità che può raggiungere il fenomeno.

5.1) Sia la travata di fig. 1, progettata con il criterio del massimo sfruttamento dei materiali, che apparirebbe, in prima approssimazione, dotata di margine di sicurezza superiore a due.

I concetti adottati siano:

a) Momento di rottura in mezzzeria pari a 2.05 volte il massimo momento di esercizio.

b) Sforzi unitari nei tiranti pretesi dello stesso ordine degli sforzi nei cavi di precompressione di travata.

Le caratteristiche della travata siano:

Luce: 50 m

$J_{\text{chiave}} = 1.2 \text{ m}^4$

$J_{\text{appoggio}} = 3.35 \times J_{\text{chiave}} = 4.0 \text{ m}^4$

Altezze; chiave m 1.50; appoggio m 2.35

Lunghezza tiranti: 10 m

Area ferro tiranti: 230 cm²

Resistenza a rottura dei tiranti; 190 kg/mm²

Lunghezza sbalzo: 2.00 m

Peso proprio (ridotto a carico distribuito uniforme):

$$p = 13.75 \text{ t/m}$$

carico utile: $q = 5.75 \text{ t/m}$

momenti di trave isostatica:

per peso proprio: 4300 tm

per carico utile: 1800 tm

Totale 6100 tm

Dal calcolo si ha che la reazione nel tirante per ogni t/m di carico ripartito in travata è di 36 ton, con momento sull'appoggio di $36 \times 2 = 72 \text{ tm}$ (pari a $ql^2/35$). Il rapporto tra momento in mezzzeria e momento sull'appoggio vale 3.35.

Supponiamo che il progettista abbia stabilito un momento massimo di servizio in mezzzeria di 2000 tm e pertanto che il massimo momento sull'appoggio sia di $6100 - 2000 = 4100 \text{ tm}$.

Per ottenere ciò è necessario dare ai tiranti una tensione preventiva di 80 kg/mm², che provoca sull'appoggio un momento di 3685 tm nell'opera scarica.

Le fasi di carico danno luogo alle seguenti distribuzioni di momenti:

a vuoto:

mezzzeria 615 tm

appoggio 3685 tm

Totale 4300 tm

a pieno carico:

mezzzeria 2000 tm

appoggio 4100 tm

Totale 6100 tm

Le tensioni nei tiranti valgono:

a vuoto: $\frac{3.685.000}{2 \times 230} = 80 \text{ Kg/mm}^2$

a pieno carico = 90 »

a) *Calcolo a rottura nell'ipotesi elastica:* momento di rottura mezzzeria (coefficiente sicurezza 2.05): $2000 \times 2.05 = 4100 \text{ tm}$ (incremento: 2100 tm).

Momento d'appoggio corrispondente:

$$M = 4100 + \frac{2100}{3.35} = 4725 \text{ tm}$$

(momento a pieno carico, più 1/3.35 dell'incremento).

Tensione nei tiranti: 102.5 kg/mm².

Carico unitario in travata:

$$q = \frac{8 \times 8825}{2500} = 28.3 \text{ t/m}$$

Margine di sicurezza a rottura:

$$S = \frac{28.3}{19.5} = 1.45 \text{ (valore nettamente insufficiente).}$$

b) Per esaminare il contributo dei fenomeni di adattamento, dovendo escludere l'impiego del nostro metodo per le difficoltà date dalla variabilità della sezione, ricorriamo ad un calcolo approssimato. Supponiamo cioè che la mezzzeria possa ruotare, sotto momento costante, di un angolo tale da permettere ai tiranti di raggiungere il limite elastico, che supponiamo valga 140 kg/mm².

L'allungamento dei tiranti è:

$$\Delta l = \frac{\Delta \sigma \times l}{E} = \frac{(140 - 102.5) 10.000}{20.000} = 18,75 \text{ mm,}$$

e la rotazione vale:

$$\frac{18.75}{2.000} = 9.4 \times 10^{-3} \text{ (trascurando come prima i termini elastici).}$$

Ammesso che si possa realizzare una tale rotazione, il momento sull'appoggio raggiungerebbe il valore di 6400 tm, ed il carico uniforme su tutta la trave varrebbe 33.5 t/m.

Il margine di sicurezza sarebbe allora:

$$\frac{33.5}{19.5} = 1.72, \text{ ancora insufficiente.}$$

Superata nei tiranti la tensione di limite elastico, non è più lecito contare su alcun apprezzabile incremento di resistenza nella trave, come si è visto nel caso precedente 4.1.4.

A titolo di complemento segnaliamo che la stessa travata, dotata di tiranti lunghi la metà e cioè 5 m, avrebbe un margine di sicurezza calcolato elasticamente pari

a 1.54, leggermente aumentato per effetto del maggior grado d'incastro.

Anche ora tuttavia non si perviene ad un margine di sicurezza 2, neppure ammettendo un adattamento in mezzzeria tale da raggiungere il limite elastico dei tiranti.

Si conclude quindi che il progetto della travata così concepito non è accettabile perchè il margine di sicurezza è troppo esiguo, anche se apparentemente esso risulterebbe di 2.05 (rapporto tra momento di rottura e momento di servizio nella sezione più sollecitata).

5.2) Vediamo allora quali sono le condizioni che devono essere rispettate affinché la travata possieda un margine di sicurezza a rottura realmente superiore a due, mantenendo i tiranti in un regime di sollecitazione più accettabile del precedente, riguardo al limite di fatica.

Per ottenere ciò occorre:

a) aumentare il momento di rottura locale in mezzzeria.

b) diminuire la tensione nei tiranti.

La prima condizione si può ottenere aumentando il numero dei cavi di precompressione, compatibilmente con il rispetto dei massimi regolamentari nelle tensioni; oppure introducendo una congrua armatura di acciaio comune non preteso, che non aumenta le tensioni di precompressione ed interviene solo a rottura; ovvero aumentando il momento d'inerzia della sezione.

La seconda condizione si ottiene aumentando la sezione dei tiranti, con che si consegue altresì un più efficace grado d'incastro della travata.

Supponiamo dunque di riprendere in esame la struttura, nelle due situazioni: tiranti lunghi 10 e 5 metri; e che i dati di partenza siano ora:

— rapporto in mezzzeria tra momento di rottura e momento di servizio: 2.50;

— area della sezione dei tiranti: 360 cm² (aumentata di 45 %).

Le grandezze in gioco diventano, in servizio:

Lunghezza tiranti	Reazione per t/m ton	Rapporto momenti mezzzeria/appoggio	Tensione tiranti	
			vuoto Kg/mm ²	carico Kg/mm ²
10	52.5	1.97	47.5	57
5	75.0	1.08	45.0	47

Eseguendo il calcolo nell'ipotesi ideale elastica si ottengono i seguenti risultati a rottura:

Lunghezza tiranti	Momenti a rottura mezzzeria/appoggio		Carico rott. t/m	Coeff. sicurezza	Tensione tiranti Kg/mm ²
	tm	tm			
10	5000	5626	34.0	1.74	78.0
5	5000	7880	41.3	2.12	109.5

Risulta quindi che il margine di sicurezza calcolato elasticamente è ancora insufficiente per il caso dei tiranti lunghi 10 m.

Per ottenere un valore pari a due del coefficiente di sicurezza a rottura nella travata con tiranti lunghi 10 m è necessario che il momento di rottura in mezzzeria sia portato ad almeno 3 volte il momento, di servizio; in tale caso si ha a rottura:

momento mezzzeria: 6000 tm;
momento appoggio: 6130 tm;
carico rottura: 39 t/m;
coefficiente sicurezza: 2.0;
tensione tiranti: 85 kg/mm².

Se riprendiamo la verifica supponendo l'intervento di fenomeni plastici, troveremo naturalmente degli incrementi di margine di sicurezza a rottura.

In particolare osserviamo subito che la diminuita sollecitazione nei tiranti consentirebbe un loro più ampio sfruttamento a rottura, sempre condizionato, naturalmente, alla capacità di rotazione della mezzzeria soggetta a momento costante.

Per conseguire una buona sicurezza a rottura è certamente consigliabile che la travata presenti un margine di sicurezza elastico non inferiore a due, in modo che l'intervento dei fenomeni anelastici (variabile nei diversi casi e non sempre di proporzioni così vistose da compensare errori di progettazione), costituisca una riserva per la sicurezza dell'opera, portandola a valori superiori e quindi da ritenersi tranquillanti.

6) Conclusioni.

Attraverso alle considerazioni svolte, si è anzitutto precisata l'entità del vantaggio determinato dall'adozione dei tiranti, in confronto con travate identiche semplicemente appoggiate: l'aumento di portanza è sensibile e tale da consentire la possibilità di soluzioni interessanti mediante l'impiego del tipo di struttura studiato.

I risultati più importanti scaturiscono tuttavia dall'analisi del comportamento della travata al crescere del carico, da cui appare che per strutture di questo tipo è necessario procedere ad un accurato calcolo a rottura.

Si è constatato infatti che, per assicurare un margine di sicurezza a rottura pari a due, non è sufficiente la duplice verifica: che in servizio tutte le tensioni siano inferiori ai massimi regolamenti e che il momento di rottura nelle sezioni più sollecitate sia doppio del momento di esercizio. Ciò risulta evidente allorchè si pensi che il diagramma di momento flettente in servizio dipende da uno stato di tensione artificiale introdotto agendo sui tiranti, e non dalle reali condizioni di vincolo e di rigidità della struttura. La pretensione dei tiranti dovrà anzi, per risultare vantaggiosa, determinare uno scostamento notevole delle condizioni di vincolo reali: nel caso nostro deve determinare infatti, in travi appoggiate dotate del debole grado di incastro costituito dallo sbalzo con tirante di modesta rigidità, un momento di incastro assai forte e tale da alleviare in modo cospicuo la mezzzeria.

Quando però dalla fase di servizio si passa a studiare l'evoluzione degli stati di equilibrio per carichi via via crescenti, il comportamento successivo della struttura dipende unicamente dal suo grado di vincolo reale: si constata quindi un progressivo scostamento dal diagramma di sollecitazioni in servizio, con alterazione dei rapporti tra i momenti massimi, per cui gli incrementi di carico vanno a gravare in modo prevalente una sola sezione (cioè quella più sollecitata in funzione delle reali condizioni di vincolo); quivi si supera lo stadio elastico, e dopo una redistribuzione per effetto plastico, di entità peraltro variabile, si perviene al collasso.

I nostri esempi hanno illustrato questo fatto esaminando la fase di servizio e la fase successiva, per carichi crescenti fino a rottura, ponendo in evidenza la diversità di funzionamento della struttura nei due tempi. In particolare si è visto che il margine di sicurezza risulta piuttosto basso nell'ipotesi ideale elastica e comunque inferiore al rapporto tra momento di rottura e momento di servizio nella sezione più sollecitata. Si è constatato altresì che la redistribuzione dovuta ai fenomeni anelastici non è tale da consentire sempre un sensibile miglioramento della situazione. Riesaminiamo infatti alcuni risultati numerici: nelle travi a sezione costante il margine di sicurezza calcolato elasticamente vale 1,905 (rapporto momento rottura/momento servizio: 2.015) e solo l'intervento dei fenomeni anelastici lo porta a valori superiori raggiungendo 2,52, a totale saturazione. È inoltre molto importante l'influenza delle caratteristiche elastiche dei tiranti: nell'esempio svolto *S* scende a 1,79 calcolato elasticamente ed a 2,05 a totale saturazione, con tiranti di resistenza più bassa (ma pari a 2,18 volte la sollecitazione di servizio).

Nella prima trave a sezione variabile (rapporto momento di rottura/momento di servizio in mezzeria pari a 2) si ha un margine di

CURIOSITÀ DEL BIBLIOFILO

“ Non bisogna offrir lavori gratis; non sono accettati ”

Perchè si veda quanto vivo affetto di riconoscenza io serbi pel conte Del Benino, dirò che io domandai per lettera all'erede di fare a mie spese una piccola memoria in marmo da collocarsi nella Cappella della Villa, ove il Del Benino è sepolto; ma non ne ebbi nessuna risposta.

Già lavori in regalo o per le spese non par che gli vogliano; difatti, eccone un altro esempio. Saranno ora un quattro o cinque anni che il compianto professor G. B. Donati, astronomo, venne al mio Studio col signor ingegnere Del Sarto per dirmi che il Comune di Firenze aveva in mira di collocare una Meridiana alla coscia del Ponte alla Carraia, e precisamente nel finale o testata del terrazzino, ove al presente ci è un Chiosco; e perchè la cosa riuscisse graziosa ed artistica, era venuto in idea, non so se al Donati o a qualcuno del Consiglio d'arte del Municipio, di fare una figura in bronzo che tenesse un disco, sul quale doveva esser segnata la Meridiana, e lo gnomone doveva essere con bel garbo tenuto dalla stessa figura in modo che la sua ombra proiettasse sulle ore. Mi piacque l'idea, feci un bozzetto, e l'ingegnere Del Sarto mi

mandò una riduzione esatta del terrazzino; piacque il bozzetto, e mi si dimandò a quanto poteva andare la spesa di questo lavoro, aggiungendo che, se non fosse stata tenue, non se ne sarebbe fatto nulla. Risposi che quanto a questo, meno non avrebbe potuto costare, giacchè io intendevo di regalare il mio modello e il Municipio dovea pensare solamente al getto in bronzo. Feci fare una perizia al signor professore Clemente Papi che fu discretissimo nella sua domanda (sette od ottomila lire, mi pare), e firmata da lui e accompagnata da una lettera, colla quale rinnovato l'offerta gratis del mio lavoro, inviai il tutto in una busta al Municipio, e poi... e poi non ho saputo più nulla; il povero Donati è morto, il bozzetto e il modellino del terrazzino sono nel mio Studio (era sindaco allora il conte Cambray Digny), e al Ponte alla Carraia in luogo della mia statua c'è un Chiosco, ove si comprano giornali, fiammiferi di cera e altro! E non è finita qui sui lavori da me offerti in regalo e non accettati; ma non è qui il suo luogo.

GIOVANNI DUPRÈ
Circa 1876

(trascrittore a. c. m.)

sicurezza di 1,45 calcolato elasticamente e di 1,72 valutato per l'intervento di fenomeni anelastici.

Per ottenere risultati accettabili occorre quindi, come si è visto nella seconda trave a sezione variabile, che i tiranti siano progettati con ragionevole larghezza e che il momento di rottura nella sezione più sollecitata sia dell'ordine di 2,5 ÷ 3 volte il momento massimo in servizio.

In conclusione il tipo di travata da noi studiato offre interessanti vantaggi, ma richiede un calcolo accurato per il proporzionamento

delle zone più sollecitate, calcolo che può essere effettuato solo attraverso ad un'attenta analisi del comportamento della struttura al di là del carico di servizio.

Ugo Rossetti

Torino, Istituto di Scienza delle Costruzioni del Politecnico - Aprile 1958.

BIBLIOGRAFIA

(¹) FRANCO LEVI, *Analisi di fenomeni anelastici proseguita fino a rottura*, « Giornale Genio Civile », n. 3, 1954.

(²) UGO ROSSETTI, *Contributo allo studio di travi in cemento armato in fase anelastica ed a rottura*, « Giornale del Genio Civile », n. 10, 1957.

L'ubicazione della Cittadella nella pianta attuale di Torino

GUIDO AMORETTI, nell'intento di dare utili indicazioni ai tecnici che debbono operare nella zona della Cittadella, precisa con questo scritto e con l'allegata tavola la esatta ubicazione della grandiosa opera militare dei Savoia.

La fortezza, che per quasi tre secoli fu il maggior propugnacolo Sabauda al di qua della Alpi, scomparso gradatamente (meno il Maschio) in seguito alle opere di superficie realizzate nella seconda metà del secolo scorso, per fare luogo all'espansione edilizia di Torino; l'interesse per tali opere fortificate fu improvvisamente riaccessò nell'ottobre scorso, quando nella ancor conservatissima rete delle gallerie sotterranee fu identificata, e riaperta (per ora parzialmente) la famosa scala di collegamento interrotta da Pietro Micca nella notte del 29 agosto 1706: il Minatore diede fuoco al fornello salvando così la città di Torino, assediata dai francesi, da una irruzione nemica che avrebbe determinato con ogni probabilità, la caduta della piazza.

La prima Tavola presenta la Cittadella di Torino, rafforzata dalle fortificazioni avanzate: queste raggiunsero il maggiore sviluppo durante l'assedio del 1706.

Il rilievo è stato eseguito dal Colonnello di Fanteria Pietro Magni, topografo dell'Istituto Geografico Militare: un'antica Pianta Regolare della Cittadella di Torino, rinvenuta nell'Archivio di Stato e redatta alla scala 1:2150, venne da lui sovrapposta al reticolato urbano del 1910, che salvo pochissime eccezioni, è risultato quasi inalterato fino ad oggi.

La posizione esatta della fortezza rispetto agli edifici attuali fu determinata dal Col. Magni basandosi su alcuni capisaldi, costituiti da ruderi, o da tratti di mura rinvenuti nel corso di scavi eseguiti al principio del '900.

La Pianta Regolare della Cittadella era stata eseguita dal Corpo Reale del Genio, tra il 1830 e 1840, come scrive lo stesso Col. Magni; a tale epoca il Cisternone centrale non esisteva più, colmato fin dal 1799 dai Francesi; così pure non era più visibile la grande

muraglia a linea spezzata, detta la « Tagliata Reale », che divideva in due la spianata interna, perchè demolita subito dopo l'assedio del 1706.

L'Ufficiale riportò entrambi questi elementi nella pianta della fortezza, poichè l'uno e l'altra esistevano ed erano efficientissimi durante i mesi di assedio. Appaiono ancora nella Tavola I due considerevoli tratti delle mura urbane con bastioni saldati a quelli della fortezza: essi furono aggiunti d'iniziativa dal Col. Magni, sulla traccia di antiche piante o sulla scorta di alcuni capisaldi che garantivano la fedeltà della riproduzione topografica. Si tratta in effetti delle mura urbane abbattute per ordine di Napoleone, I Console, dopo la vittoria di Marengo, nell'estate del 1800. Come è noto la Cittadella fu invece conservata dall'esercito della Repubblica per essere utilizzata come presidio, e come base di rifornimento. I due tratti di mura della cinta cittadina furono spianati, dopo una iniziale asportazione del rivestimento murario, poichè costituivano due formidabili appoggi di spalla alla Cittadella; costituivano due complementi armonici dell'opera fortificata, voluti il primo dal Duca Carlo Emanuele II (per il tratto a sud della fortezza), il secondo da Vittorio Amedeo II (per il tratto a nord); quest'ultimo ebbe un particolare rafforzamento nell'imponente « Opera a Corno », sorgente in Valdocco.

Nel 1706 nel corso dell'investimento della Piazza queste mura scoraggiarono i francesi dal tentare qualsiasi manovra di avvolgimento; essi limitarono le operazioni d'assedio quasi esclusivamente a quel « fronte d'attacco » che ben appare nella Tavola: questo fronte costituiva la parte più occidentale dell'opera, la meglio organizzata e difesa di tutto il complesso fortificato.

Molto interessante è lo sviluppo dei lavori d'assedio eseguiti dai francesi: trincee e parallele, scavate tra il giugno e il settembre del 1706. L'andamento di esse (esteso per diversi chilometri) fu tratto da una pianta topografica della Città e circostante campagna, disegnata nel 1708 da Alessandro Luigi Emanuele, che redasse il « più attendibile fra i documenti grafici esistenti intorno ai lavori compiuti in quel periodo storico dell'assedio » (¹). L'Emanuele, subito dopo l'assedio, aveva ricevuto ufficialmente l'incarico di rilevare le fortificazioni piemontesi e tutte le opere nemiche, prima che venissero spianate. La loro ricostruzione (riportata sulla Tavola I) fu possibile al Col. Magni anche grazie alle molte indicazioni di località, (cascine, ville, strade ecc.) riportate sulla pianta dell'Emanuele: ancor oggi, molte di esse conservano le stesse denominazioni od altre di poco modificate. Di alcune ormai scomparse, è ancor nota l'ubicazione.

Forse l'unica testimonianza attuale delle armi d'assedio francesi è costituita da un gruppo di 14 palle di cannone, del peso di 10 libbre, ritrovate in una trincea durante lo scavo delle fondamenta della casa al n. 48 di via San Donato, nel 1878. Furono murate, per ricordo, dal proprietario dello stabile, sig. Celestino Barosso, sotto il davanzale di una finestra del 1° piano (²).

La distribuzione iniziale e finale delle artiglierie piemontesi e francesi è stata ricavata dalle piante allegate al « Journal Historique »

(¹) « Pianta della città e della Cittadella nel 1706, disegnata nel 1708 da Alessandro Luigi Emanuele - ristampata alla tav. III degli alleg. grafici - Vol. VIII, Campagne del pr. Eugenio di Savoia.

(²) vds.: « I testimoni dell'assedio e battaglia di Torino nel 1706 - Bozzetti descrittivi e raffronti storici » di Giovanni Bruno - Torino 1906.

del Gen. Solaro ⁽³⁾. La precisione e lo scrupolo con cui è redatto il documento ne fanno la fonte più sicura ed attendibile. Debbo aggiungere che nell'originale del Col. Magni la prima e seconda distribuzione delle artiglierie sono segnate a colori diversi, per la migliore interpretazione degli schieramenti; è possibile comunque seguire gli spostamenti delle batterie considerando quello nemico da ovest verso est, e quello Sabauda pure nello stesso senso, ma limitatamente alle opere di difesa.

Breve Memoria Cronologica sulle opere fortificate a completamento dei cenni illustrativi della Tavola I.

a) Ampliamenti della Cittadella:

— Il Corpo Centrale della fortezza, di forma pentagonale con bastioni, fu edificato dall'arch. Francesco Pacciotto. Iniziato nel 1564 fu portato a termine nel 1566.

— Le cinque « Mezzalune », (corpi triangolari avanzati, staccati dal corpo centrale per difendere le cortine tra due bastioni originari), furono elevate all'epoca della Reggenza di Maria Cristina di Savoia (1639-1640).

— Le tre Grandi Controguardie, opere caratteristiche a « V » rovesciata (a copertura delle punte dei tre bastioni più esposti) furono elevate sotto l'immediata minaccia d'investimento francese, nell'autunno 1705.

— Le cinque frecce e la relativa linea di ridotte avanzate (cammino coperto avanzato) furono realizzate nell'inverno-primavera del 1706.

Salvo poche modifiche più recenti, lo sviluppo massimo della fortezza venne raggiunto quindi centoquarant'anni dopo la sua fondazione.

b) Ampliamenti delle mura urbane:

⁽³⁾ « Journal historique du siège de la ville et de la citadelle de Turin en 1706 » Solar de la Marguerite - Imprimerie royale - Turin 1838 - V ed.

— Bastioni di San Secondo - San Avventore - Consolata (tratto nuovo): furono costruiti nel 1702-1703, a protezione della porta Susina.

— Opera a Corno - linea di Valdocco - ridotta di Porta Susina e tutte le frecce del lato sud, con relativo cammino coperto avanzato, vennero realizzate dall'autunno del 1705 alla primavera del 1706.

La Tavola II, pure redatta dal Col. Magni, presenta una ristretta porzione della zona già raffigurata nella Tavola I, ma in scala 1:1000. È quindi un ingrandimento parziale della prima e comprende il « fronte d'attacco » francese durante l'assedio del 1706. Per l'esecuzione del lavoro il Col. Magni attinse alle stesse fonti già descritte per la Tavola I (Pianta dell'Emanuelle e piante allegate al « Journal Historique » del Generale Solaro).

Interessante è lo sviluppo delle gallerie sotterranee nella zona (per miglior chiarimento è incluso nella Tavola II un chiaro profilo di un tratto di fortificazioni in corrispondenza della Mezzaluna del Soccorso) e i segni delle trentotto mine esplose dagli assediati e delle cinque fatte brillare dai Francesi.

Anche la mina del fornello di Pietro Micca è ben visibile, presso il saliente del fossato della mezzaluna. Nella tavola sono inoltre riportate due scale sotterranee: quella di sinistra è la scala rinvenuta dal Colonnello nel 1909, in occasione degli scavi che vennero fatti in quelle località. La scala di rimpetto, a destra della galleria capitale è stata aggiunta dal sottoscritto che unitamente all'Arch. Mollì Boffa, del Politecnico di Torino, la rinvenne il 1° ottobre 1958, sepolta dietro uno spesso muro di chiusura. Gli studi fatti, le prove palesi dello scoppio avvenuto in questa seconda scala, il grande ammasso di terra e di detriti che la colmava completamente, non lasciano alcun dubbio sulla corrispondenza del vano sotterraneo ritrovato con il luogo del-

la mina fatta brillare da Pietro Micca.

Si deve quindi ritenere che la scala rinvenuta dal Col. Magni sia stata aperta in epoca successiva, in sostituzione di quella esplosa, che fu abbandonata durante le opere di ripristino della galleria e murata. Non si era ritenuto conveniente, anche per ragioni costruttive, riattare la vecchia via, che il fornello di Pietro Micca aveva interrotta il 29 agosto 1706.

La Tavola III documenta lo sviluppo sotterraneo delle gallerie di mina e di contromina della fortezza di Torino:

La « Legenda » a lato del disegno offre già al lettore un chiaro quadro delle caratteristiche del sistema sotterraneo di mina.

Per notizia riporterò alcuni dati relativi allo sviluppo delle gallerie:

— gallerie magistrali ad andamento periferico	m.	2.360
— gallerie capitali « alte » (o di mina)	m.	754
— ramificazioni di mina delle stesse	m.	386
— gallerie sotto le tre controguardie	m.	1.476
— gallerie capitali « basse » (o di contromina)	m.	1.798
— ramificazioni delle stesse	m.	1.908
— gallerie delle « Piazze d'Armi » rientranti	m.	1.200
— gallerie rami obliqui delle mezzalune	m.	646
— raccordi d'ingresso gallerie Capitali « basse »	m.	360

Totale m. 10.896

Le dimensioni delle gallerie sono generalmente le seguenti:

- altezza m: 1,90-2,00
- larghezza m. 1,00-1,10.

Le profondità dei due ordini di gallerie sono riportati nella legenda.

Guido Amoretti

Il sistema di gallerie di mina della Cittadella di Torino

Opere di superficie della Cittadella, ora demolite e scomparse, eccetto il Maschio. (Linee continue, sul disegno)

Legenda	
a	Bastione San Maurizio
b	id Beato Amedeo
c	id San Lazzaro
d	id del Duca
e	id Modama
f	Mezzaluna del Soccorso
g	id San Lazzaro
h	id degli Invalidi
k	Maschio della Cittadella
i	Mezzaluna della Porta di Atta
l	id San Maurizio
v	Controguardie.
n	Frecce o fortini avanzati.

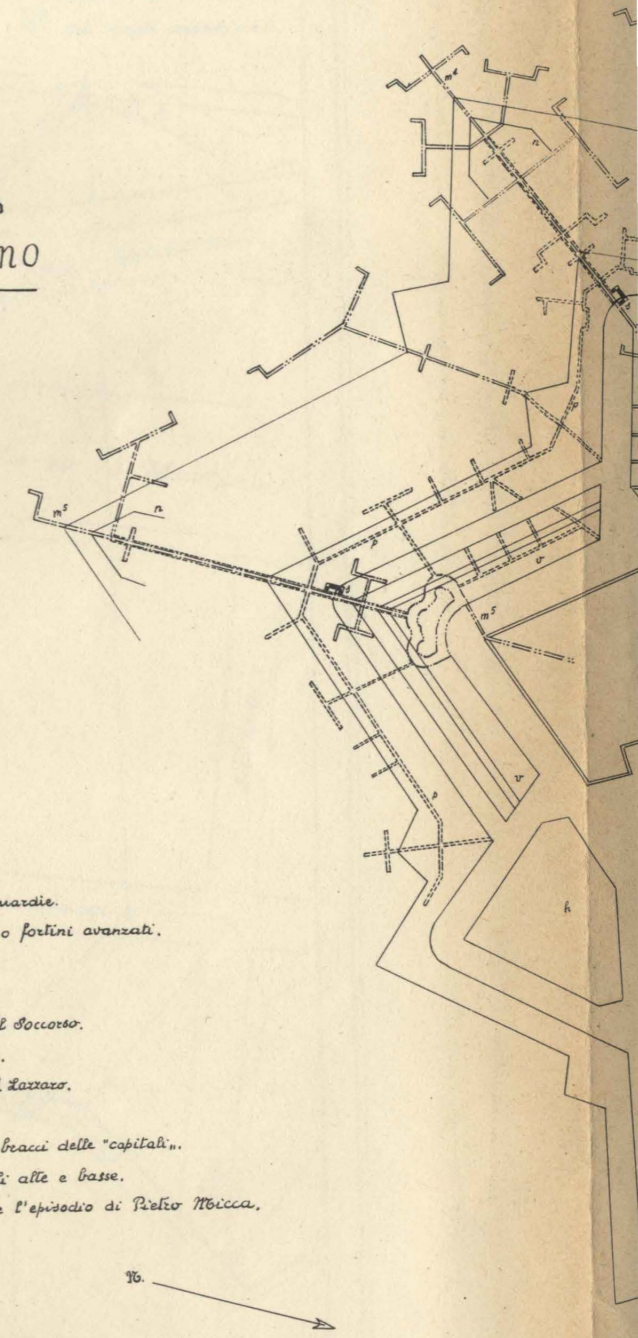
m ¹	Galleria bassa "capitale" del S. Maurizio.
m ²	id della Mezzaluna del Soccorso.
m ³	id del Beato Amedeo.
m ⁴	id della Mezzaluna S. Lazzaro.
m ⁵	id del S. Lazzaro.
p	Gallerie alte "magistrali" colleganti i vari bracci delle "capitali".
s	Scale di comunicazione tra gallerie capitali alte e basse.
g	Scala del ramo della Mezzaluna, ove avvenne l'episodio di Pietro Micca.

Opere sotterranee per la massima parte ancora esistenti

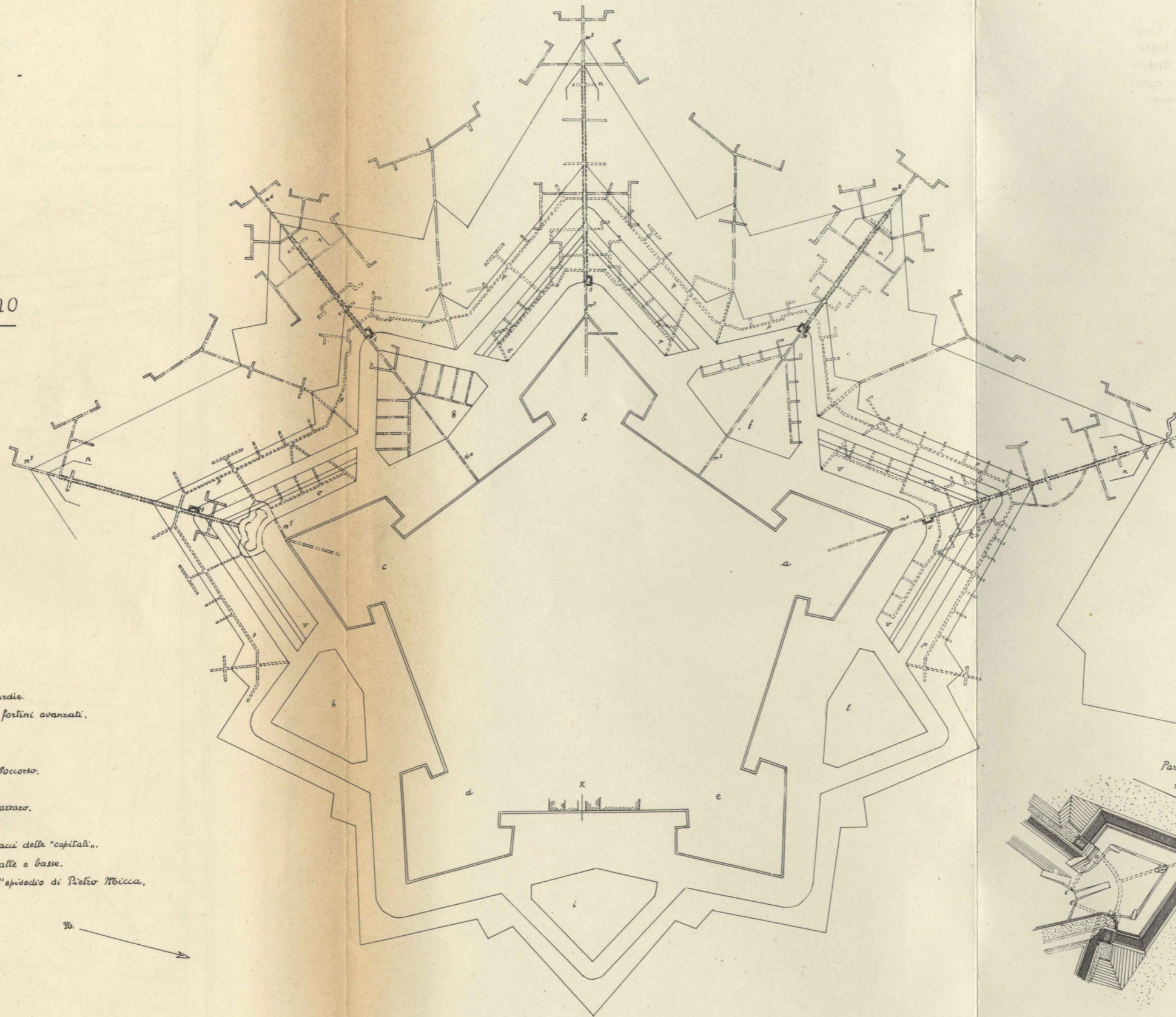
===== gallerie alte (-6 m.)

===== gallerie basse (-14 m.)

===== gallerie basse con sovrapposte gallerie alte.



sistema di gallerie di mina della
Cittadella di Torino



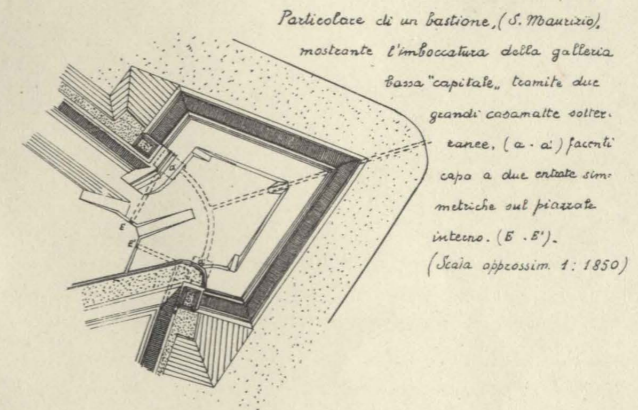
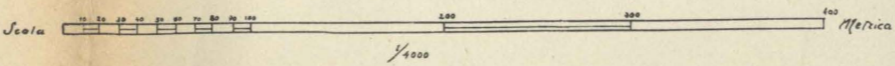
Legenda

- a Bastione San Maurizio
- b id Beato Amedeo
- c id San Lazzaro
- d id del Duca
- e id Madama
- f Mezzaluna del Soccorso
- g id San Lazzaro
- h id degli Invalidi
- k Marchio della Cittadella
- i Mezzaluna della Porta di Città
- l id San Maurizio
- v Controguardie.
- n Frece o fortini avanzati.

- m¹ Galleria bassa "capitale" del S. Maurizio.
- m² id della Mezzaluna del Soccorso.
- m³ id del Beato Amedeo.
- m⁴ id della Mezzaluna S. Lazzaro.
- m⁵ id del S. Lazzaro.
- p Gallerie alte "magistrali" colleganti i vari bracci delle "capitali".
- q Scale di comunicazione tra gallerie capitali alte e basse.
- s Scale del ramo della Mezzaluna, ove avvenne l'episodio di Pietro Micca.



Scala nel rapporto di 1/4000



Particolare di un bastione (S. Maurizio),
mostrante l'imboccatura della galleria
bassa "capitale", tramite due
grandi coamalte sotter-
ranee, (a. a.) facenti
capo a due entrate sim-
metriche sul piazzale
interno. (B. 5').
(Scala approssim. 1:1850)

Torino addi 10 Dicembre 1842

Il Sistema di mine e contromine della Cittadella di Torino nell'assedio del 1706. - La mina di Pietro Micca.

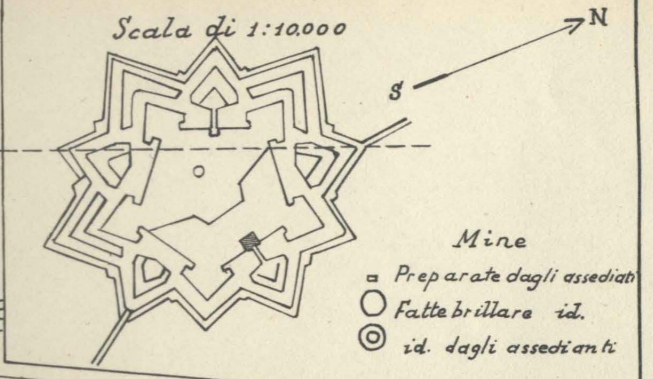
Distribuzione delle batterie ^{piem.} / _{franc.}
 Batterie di mina e di contromina
 di attuali edificii
 di Amedeo e di S. Maurizio
 id. id.
 di Soccorso. A. Porta del Soccorso
 di o frecce. L. Scala minata +. Luogo ove morì P. Micca
 di terra. N. Intendenza di Finanza

CITTADELLA DI TORINO

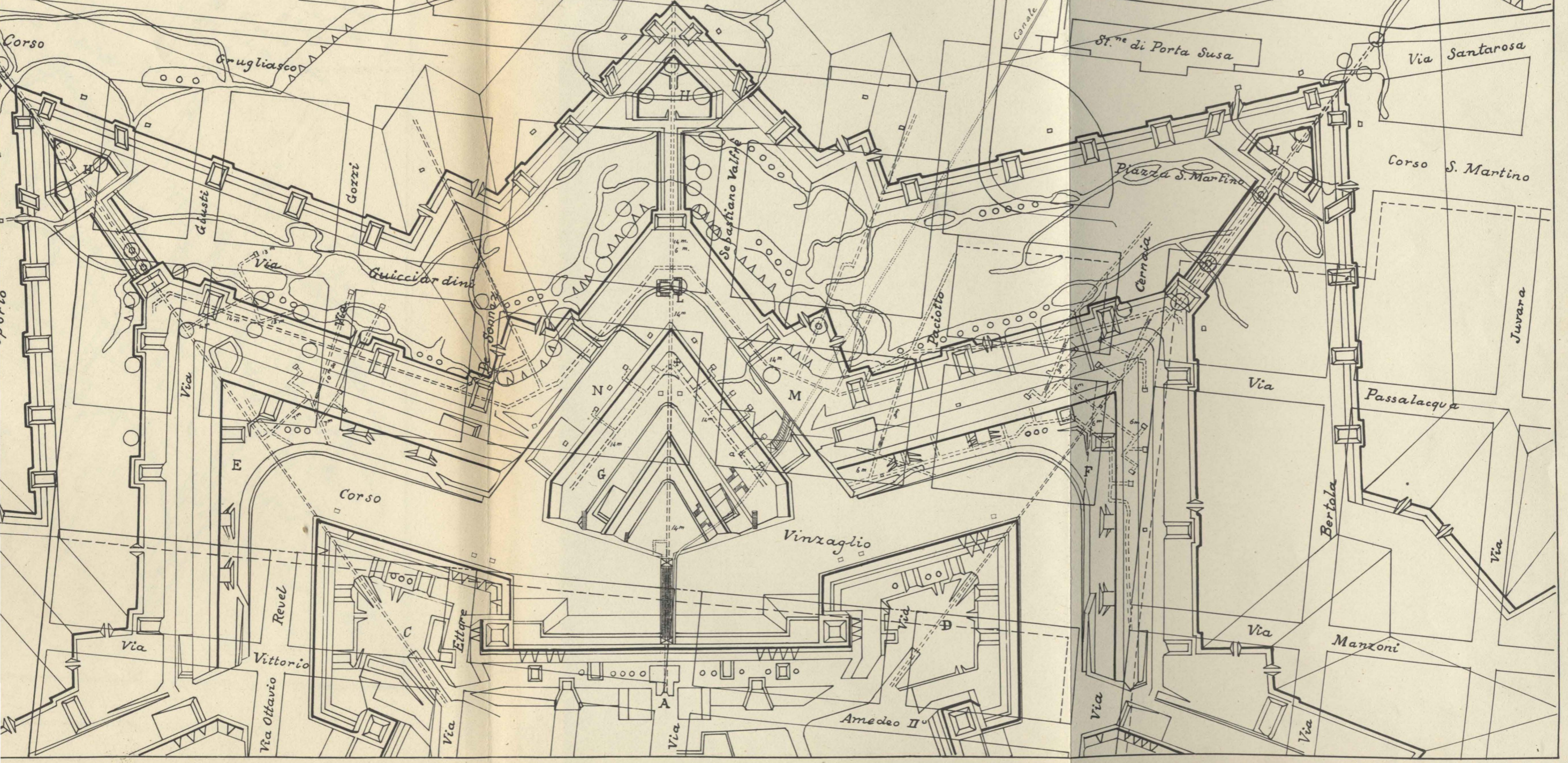
Fronte d'attacco nell'assedio del 1706.

Scala di 1:2000.

Profilo secondo la linea A.B.

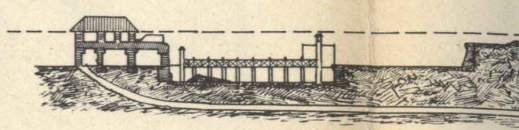


Colonnello Pietro Magni disegnò sul piano della città attuale 1909.



CITTADELLA DI TORINO

- $\frac{VV}{VV} \frac{OO}{OO}$ Ultima distribuzione delle batterie ^{piem.} _{franc.}
- Sistema di gallerie di mina e di contromina
- Perimetro degli attuali edifici
- C.D. Bastioni del Beato Amedeo e di S. Maurizio
- E, F. Controguardie id. id.
- G, Mezzaluna del Soccorso. A. Porta del Soccorso
- H, Fortini avanzati o frecce. L. Scala minata +. Luogo ove morì P. Micca
- M, Scuola di Guerra. N. Intendenza di Finanza



Colonnello Pietro Magni disegnò sul piano della città attuale

1909.



CITTADELLA DI TORINO ed opere di difesa e di attacco nell'assedio del 1706

sulla pianta della città attuale (1910). Scala di $\frac{1}{8600}$

Colonnello Pietro Magni, già addetto all'Istituto Geografico Militare, compose e disegno



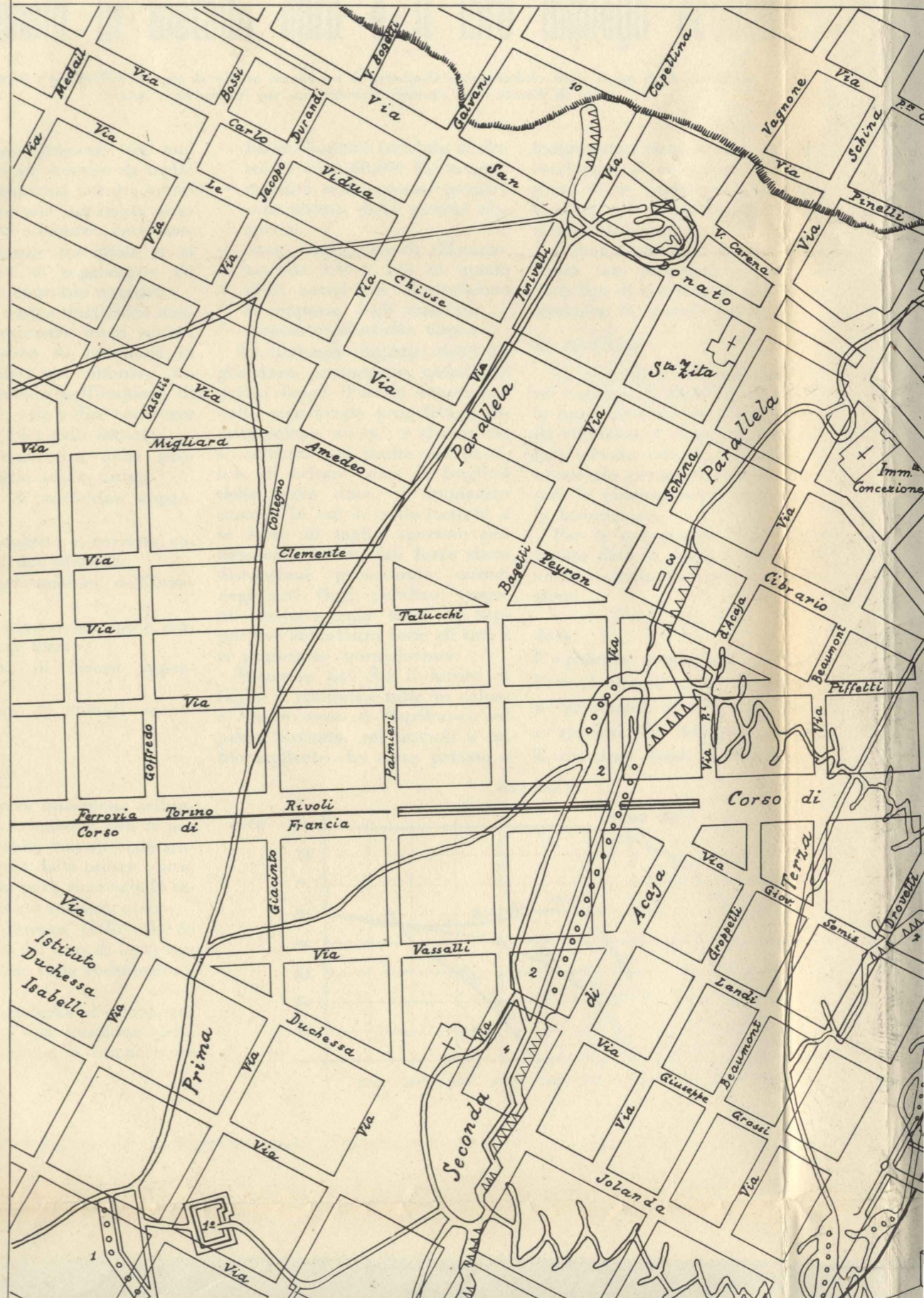
4 Bastioni di 6 pezzi sulla destra della linea di Valdocco avanzata per infilare il parallelo d'assedio.

- XI. Bastione S. Secondo
- XII. " S. Avventore
- XIII. " della Consolata
- XIV. " S. Barbara
- XV. " S. Luigi
- XVI. Freccie
- XVII. Ridotta di P.^a Susina
- XVIII. Ridotta di Valdocco

CITTADELLA DI TORINO *ed opere di difesa*

sulla pianta della città attuale

Colonnello Pietro Magni, già addetto all'Istituto Geografico M.





45° A.

Batterie dell'asse di
1. Distribuzione
2. id.
3. id.



45° 4'

- Città della Madama**
- I. Bastione Madama
 - II. " S. Lazzaro, II° Controguardia
 - III. " S. Maurizio, III°
 - IV. " del Duca, IV°
 - V. " degli Invalidi, V°
 - VI. " della Porta di Città, VI°
 - VII. " di S. Maurizio, VII°
 - VIII. " di S. Lazzaro, VIII°
 - IX. " di S. Maurizio, IX°
 - X. " di S. Lazzaro, X°
 - XI. " di S. Maurizio, XI°
 - XII. " di S. Lazzaro, XII°
- Città Nuova**
- A. Bastione di S. Maurizio
 - B. Bastione di S. Lazzaro
 - C. Bastione di S. Maurizio
 - D. Bastione di S. Lazzaro
 - E. Bastione di S. Maurizio
 - F. Bastione di S. Lazzaro
 - G. Bastione di S. Maurizio
 - H. Bastione di S. Lazzaro
 - I. Bastione di S. Maurizio
 - L. Bastione di S. Lazzaro
 - M. Bastione di S. Maurizio
 - N. Bastione di S. Lazzaro
 - O. Bastione di S. Maurizio
 - P. Bastione di S. Lazzaro
 - Q. Bastione di S. Maurizio
 - R. Bastione di S. Lazzaro
 - S. Bastione di S. Maurizio
 - T. Bastione di S. Lazzaro
 - V. Bastione di S. Maurizio
 - Z. Bastione di S. Lazzaro
- Città Vecchia**
1. Bastione di S. Maurizio
 2. Bastione di S. Lazzaro
 3. Bastione di S. Maurizio
 4. Bastione di S. Lazzaro
 5. Bastione di S. Maurizio
 6. Bastione di S. Lazzaro
 7. Bastione di S. Maurizio
 8. Bastione di S. Lazzaro
 9. Bastione di S. Maurizio
 10. Bastione di S. Lazzaro
 11. Bastione di S. Maurizio
 12. Bastione di S. Lazzaro

- Batterie della difesa**
1. Batterie di nuova invenzione
 2. Batterie di nuova invenzione
 3. Batterie di nuova invenzione
 4. Batterie di nuova invenzione
 5. Batterie di nuova invenzione
 6. Batterie di nuova invenzione
 7. Batterie di nuova invenzione
 8. Batterie di nuova invenzione
 9. Batterie di nuova invenzione
 10. Batterie di nuova invenzione
 11. Batterie di nuova invenzione
 12. Batterie di nuova invenzione
- Batterie dell'asse di ante**
1. Batterie di nuova invenzione
 2. Batterie di nuova invenzione
 3. Batterie di nuova invenzione
 4. Batterie di nuova invenzione
 5. Batterie di nuova invenzione
 6. Batterie di nuova invenzione
 7. Batterie di nuova invenzione
 8. Batterie di nuova invenzione
 9. Batterie di nuova invenzione
 10. Batterie di nuova invenzione
 11. Batterie di nuova invenzione
 12. Batterie di nuova invenzione



Batterie dell'assediate

Batterie

1. Batterie di 10 mortai, 1° Ridotta

2. id. di 40 id

3. id. di 6 pezzi, palle infuocate

4. Batterie di 10 pezzi, ciascuna

5. id. di 12 id a palla piena

6. Batt. di 9 pezzi, contro le Mura, S. Maurizio

7. Batt. di 14 pezzi " id. del Soccorso

8. Batt. di 7 " " id. S. Lazzaro

9. id. di 7 " " id. L'Opera a Corso

10. id. di 7 " " id.

11. id. di 7 " " id.

12. id. di 7 " " id.

13. id. di 7 " " id.

14. id. di 7 " " id.

15. id. di 7 " " id.

16. id. di 7 " " id.

17. id. di 7 " " id.

18. id. di 7 " " id.

19. id. di 7 " " id.

20. id. di 7 " " id.

21. id. di 7 " " id.

22. id. di 7 " " id.

23. id. di 7 " " id.

24. id. di 7 " " id.

25. id. di 7 " " id.

26. id. di 7 " " id.

27. id. di 7 " " id.

28. id. di 7 " " id.

29. id. di 7 " " id.

30. id. di 7 " " id.

31. id. di 7 " " id.

32. id. di 7 " " id.

33. id. di 7 " " id.

34. id. di 7 " " id.

35. id. di 7 " " id.

36. id. di 7 " " id.

37. id. di 7 " " id.

38. id. di 7 " " id.

39. id. di 7 " " id.

40. id. di 7 " " id.

41. id. di 7 " " id.

42. id. di 7 " " id.

43. id. di 7 " " id.

44. id. di 7 " " id.

45. id. di 7 " " id.

46. id. di 7 " " id.

47. id. di 7 " " id.

48. id. di 7 " " id.

49. id. di 7 " " id.

50. id. di 7 " " id.

51. id. di 7 " " id.

52. id. di 7 " " id.

53. id. di 7 " " id.

54. id. di 7 " " id.

55. id. di 7 " " id.

56. id. di 7 " " id.

57. id. di 7 " " id.

58. id. di 7 " " id.

59. id. di 7 " " id.

60. id. di 7 " " id.

61. id. di 7 " " id.

62. id. di 7 " " id.

63. id. di 7 " " id.

64. id. di 7 " " id.

65. id. di 7 " " id.

66. id. di 7 " " id.

67. id. di 7 " " id.

68. id. di 7 " " id.

69. id. di 7 " " id.

70. id. di 7 " " id.

71. id. di 7 " " id.

72. id. di 7 " " id.

73. id. di 7 " " id.

74. id. di 7 " " id.

75. id. di 7 " " id.

76. id. di 7 " " id.

77. id. di 7 " " id.

78. id. di 7 " " id.

79. id. di 7 " " id.

80. id. di 7 " " id.

81. id. di 7 " " id.

82. id. di 7 " " id.

83. id. di 7 " " id.

84. id. di 7 " " id.

85. id. di 7 " " id.

86. id. di 7 " " id.

87. id. di 7 " " id.

88. id. di 7 " " id.

89. id. di 7 " " id.

90. id. di 7 " " id.

91. id. di 7 " " id.

92. id. di 7 " " id.

93. id. di 7 " " id.

94. id. di 7 " " id.

95. id. di 7 " " id.

96. id. di 7 " " id.

97. id. di 7 " " id.

98. id. di 7 " " id.

99. id. di 7 " " id.

100. id. di 7 " " id.

4. 47. (Longit. Ovest di Monte Mario)

Riprodotta dall'originale, con alcune aggiunte e varianti, dal Capitano Amoretti Guido. - Torino - Gennaio 1957 -