

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

ALCUNE PROVE SPERIMENTALI PER LA DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI SCABREZZA SUL CANALE DELL'IMPIANTO IDROELETTRICO DI MONCALIERI DELL'AZIENDA ELETTRICA MUNICIPALE DI TORINO

L'Azienda Elettrica Municipale di Torino ha iniziato una serie di prove sul canale derivatore dell'Impianto di Moncalieri, recentemente entrato in servizio, al fine di determinare la prestazione idraulica. Dopo una sommaria descrizione delle opere, ANICETO REBAUDI illustra le modalità e le apparecchiature impiegate nelle prove ed esamina criticamente i primi risultati conseguiti.

Generalità.

L'Azienda Elettrica Municipale di Torino ha recentemente ultimato l'impianto di Moncalieri, comprendente una centrale termica della potenza di circa 150.000 kW, di cui 34.000 già installati e in esercizio, abbinata ad una centrale idraulica della potenza di 4.500 kW, alimentata da una derivazione dal fiume Po che consente, tra l'altro, di fornire direttamente ai gruppi termici l'acqua di raffreddamento e l'energia elettrica necessaria ai servizi ausiliari.

Utilizzando una portata media di circa 50 mc/sec (max. 75 mc/sec) su di un salto medio di circa 7 m, l'impianto idroelettrico è in grado di produrre 22 milioni di kWh annui immessi direttamente nella rete di distribuzione della Città.

Esso consta di un'opera di derivazione dal fiume Po in Comune di La Loggia, di un canale derivatore, di un gruppo idraulico, ubicato nello stesso fabbricato della centrale termica, e di un canale di restituzione che immette nel Torrente Chisola presso la sua confluenza con il fiume Po (fig. 1).

Lo sbarramento è stato realizzato con una traversa a quattro luci, di cui una di m 8,00 e tre di m 18,50, equipaggiate con paratoie metalliche a settore che consentono una ritenuta di m 4,50 di altezza sulla soglia fissa a quota 218,00; l'opera di presa, ubicata in sponda sinistra, comprende dodici luci, con paratoie piane di m 3 x 3, che immettono nel canale moderatore e successivamente nel canale derivatore.

Al suo termine il canale si raccorda gradualmente con la vasca di carico che immette direttamente nel distributore della turbina attraverso un imbocco dotato di due ampie paratoie automatiche di intercettazione; lateralmente all'imbocco sono sistemate da un lato la presa d'acqua di refrigerazione per il gruppo termico e dall'altro lo scarico di superficie, costituito da una paratoia a ventola di m 10,00 di luce, cui fa seguito un canale fuggatore in galleria artificiale che immette nel canale di restituzione appena a valle della centrale.

Segue infine un ampio canale di restituzione che si sviluppa in curva per una lunghezza di m 150 fino allo sbocco del Torrente Chisola.

Caratteristiche del canale derivatore.

Il canale derivatore si sviluppa in sinistra al fiume Po per una lunghezza di 4755 m secondo un tracciato che comprende cinque tratte rettilinee della lunghezza di m 336, m 384, m 1088, m 1227 e m 937, raccordate da quattro ampie curve con raggi di m 392, m 600, m 1168 e m 654 rispettivamente.

Il terreno attraversato è costituito da materiale sabbio-ghiaioso con forte eccedenza di elementi fini, ricoperto da uno strato di terra vegetale di spessore variabile da 30 a 100 cm all'incirca.

Rispetto al profilo del piano di campagna, che mantiene un andamento pressochè pianeggiante, il canale risulta totalmente incassato per i primi 800 m e parzialmente sopraelevato per il restante sviluppo; per il sostegno delle sponde si è pertanto provveduto alla formazione di argini in materiale sabbio-ghiaioso ricavato dagli scavi, opportunamente vibrato e sistemato.

Il canale ha una pendenza del fondo di m 0,17 per Km; la sezione trapezia (fig. 2) ha una larghezza di m 5,60 alla base e di m 20 in sommità, con un'altezza di m 4,80 tra il ciglio del cordolo e la platea. La portata massima del canale, verificata con la formula di Chezy e tenuto conto di un coefficiente di scabrezza $\gamma_{\text{Bazin}} = 0,22$, è di circa 70 mc/sec; a tale portata corrisponde una velocità media di 1,51 m/sec e un'altezza d'acqua sul fondo di m 4,00, con un franco, rispetto al ciglio del cordolo, di m 0,80.

Le sponde interne hanno una scarpa 3/2, sufficiente a mantenere in sito il materiale sabbio-ghiaioso; la profilatura è stata per altro assicurata da una rete metallica distesa su tutta la superficie e destinata successivamente ad essere incorporata nel calcestruzzo di rivestimento.



Fig. 1 - Planimetria generale dell'Impianto di Moncalieri.

Quest'ultimo ha in parete uno spessore variabile da cm 30 alla base a cm 25 in sommità, ove si allarga nuovamente a formazione del cordolo.

Alla base sono state ricavate due nervature longitudinali di circa cm 70x60 che delimitano la

platea, dello spessore uniforme di cm 30; esse sono separate dalle sponde e dalla platea da giunti longitudinali in materiale bituminoso.

In senso trasversale tanto le pareti quanto la platea in calcestruzzo sono analogamente dotati di

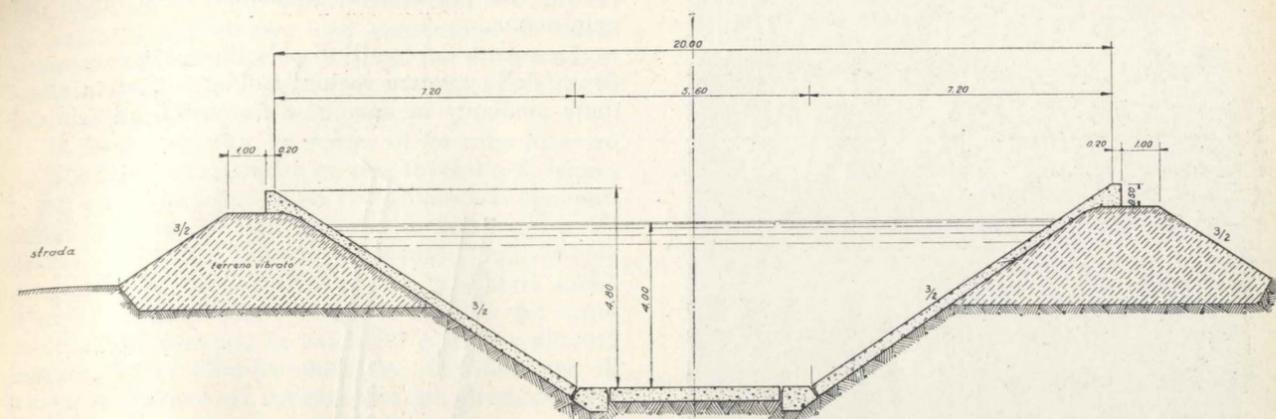


Fig. 2 - Sezione tipo del canale derivatore.

giunti ricorrenti con continuità alla distanza di 10 m.

La costruzione è stata realizzata dall'Impresa Ing. E. Recchi di Torino mediante l'impiego di particolari mezzi meccanici che hanno consentito un notevole acceleramento nell'ultimazione delle opere di scavo e di rivestimento.

Le prime hanno richiesto lo scavo di 268.000 mc di materiale, di cui 174.000 trasportati ad una distanza media di 2,5 Km, e 94.000 mc sistemati lateralmente a formazione dei rilevati; a tale scopo sono stati impiegati n. 2 escavatori Lorain, con benna della capacità di 2 mc, serviti da autocarri Euclid della portata di 20 tonn. ciascuno.

Il rivestimento della platea è stato eseguito successivamente con l'impiego di una vibrofinitrice corrente su rotaie fissate alle nervature già costruite in precedenza.

Il rivestimento delle sponde è stato pure eseguito con l'impiego di una particolare macchina betonatrice avanzante su due rotaie, poste una sulla nervatura di platea e una sul cordolo superiore, a mezzo di due carrelli di traslazione azionati da motori elettrici.

La macchina, fornita dalla Ditta Dingler, consta essenzialmente (figg. 3-4) di un tramoggione di carico diviso in otto scomparti, muniti di altrettanti vibratori elettrici ad alta frequenza, entro i quali un carrello azionato da un argano con motore elettrico distribuisce il calcestruzzo; quest'ultimo, così posto in opera e vibrato, viene poi rifinito da una lama oscillante dotata di movimento a va e vieni.

L'avanzamento della macchina in presa diretta è di 30 cm al primo, e con tale velocità è stato possibile raggiungere la formazione, nella giornata lavorativa di 10 ore, di 180 ml di sponda finita, corrispondenti a circa 400 mc di calcestruzzo in opera.

La macchina era poi seguita da un primo carrello, con dispositivo per la formazione dei giunti, e da un secondo carrello con ponte mobile di servizio per le operazioni di finitura e lisciatura a cazzuola con spolvero di cemento.

Con tali sistemi si è ottenuto un ottimo risultato per quanto concerne la compattezza del calcestruzzo e la perfetta adesione dell'intonaco al vivo del getto.

Il canale derivatore è in servizio dal mese di febbraio 1956 senza interruzioni degne di nota.

Si sono recentemente osservati sulle sponde, come appare dalle figure 5 e 6, depositi di leggeri strati di limo che hanno dato luogo a una fitta vegetazione di alghe filiformi, di intensità decrescente verso il fondo del canale; sono visibili inoltre leggere incrostazioni.

Allo scopo di accertare l'effettivo coefficiente di scabrezza del canale è stata iniziata, sotto la guida del prof. Bruno Gentilini, Direttore dell'Istituto di Idraulica del Politecnico di Torino, una serie di prove sperimentali.

Si dà pertanto notizia delle prime misure effettuate, con riserva di comunicare in seguito i risultati definitivi.



Fig. 3 - Vibrofinitrice «Dingler» in funzione.

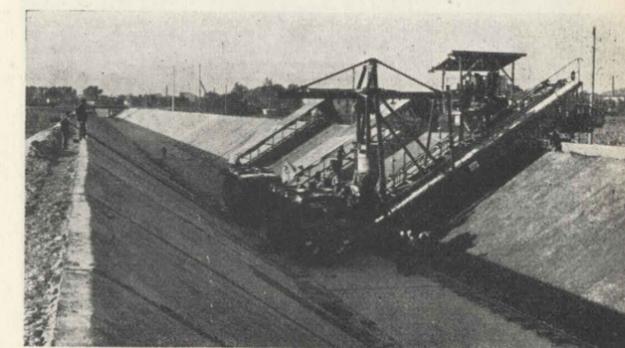


Fig. 4 - Vibrofinitrice «Dingler» in funzione.

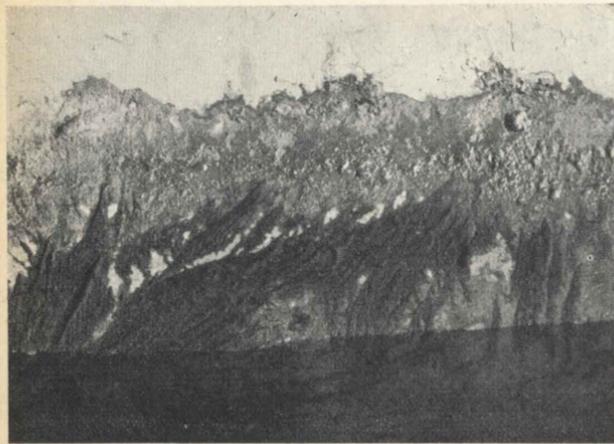


Fig. 5 - Depositi limosi con vegetazione di alghe sulle sponde del canale derivatore.

Le prove sono state eseguite in collaborazione con l'Ing. Lorenzo Enrietto dell'Istituto di Idraulica a cura dell'Ing. Fiorenzo Flechia dell'A.E.M., che ha inoltre elaborato i dati relativi.

Modalità delle prove.

Per effettuare le misure necessarie alla determinazione del coefficiente di scabrezza è stata prescelta la tratta rettilinea compresa tra le progr. 2415 e 3465, che presenta le migliori caratteristiche sia per la distanza dalle opere di presa e di sbocco, sia per l'ampiezza delle curve che precedono e seguono la tratta stessa (oltre 1000 m di raggio la prima e 650 m la seconda, con angoli di deviazione di 10° e 21° rispettivamente) (fig. 7).

Due degli otto ponti che sono stati costruiti lungo lo sviluppo del canale sono compresi nella tratta prescelta, rispettivamente a progr. 2625 e a progr. 3095; essi attraversano la luce libera del canale senza pile intermedie nè altri manufatti che possano provocare variazioni al moto dell'acqua.

Quale stazione di misura per la valutazione della portata venne prescelto il ponte a progr. 3095, che risulta assai prossimo ad una delle quattro sezioni



Fig. 6 - Depositi limosi sulle sponde del canale derivatore.

predisposte per la determinazione della quota del pelo acqua.

La misura dei livelli di pelo libero, in corrispondenza delle quattro sezioni suddette, è stata effettuata mediante manometri differenziali ad aria del

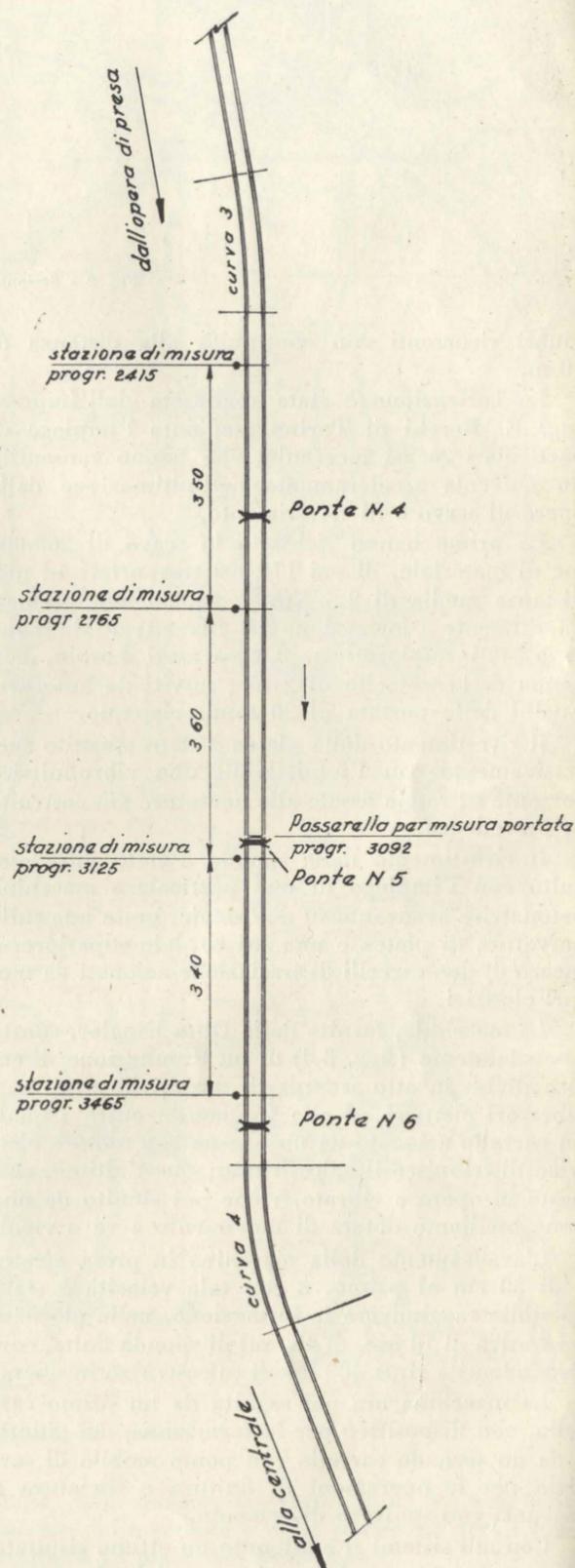


Fig. 7 - Disposizione delle stazioni di misura.

tipo già adottato dai proff. Gentilini e Ramponi in analoghe esperienze: essi consentono di misurare con la necessaria precisione la differenza di quota esistente tra il pelo acqua e un caposaldo di livellazione all'uopo predisposto.

Il dispositivo (fig. 8) consta di un tubo di vetro ad U rovesciato applicato ad una tavoletta di legno, le cui estremità libere sono raccordate con elementi flessibili da un lato ad un tubo di ferro ($\varnothing 3/4''$) fissato alla parete interna del canale, funzionante da piezometro, e dall'altro ad una vaschetta piena d'acqua sul cui fondo è fissata la borchia del caposaldo di livellazione; la vaschetta è stata realizzata innestando un cilindro metallico del diametro di 20 cm nel blocco di calcestruzzo già predisposto a base della stessa borchia di livellazione.

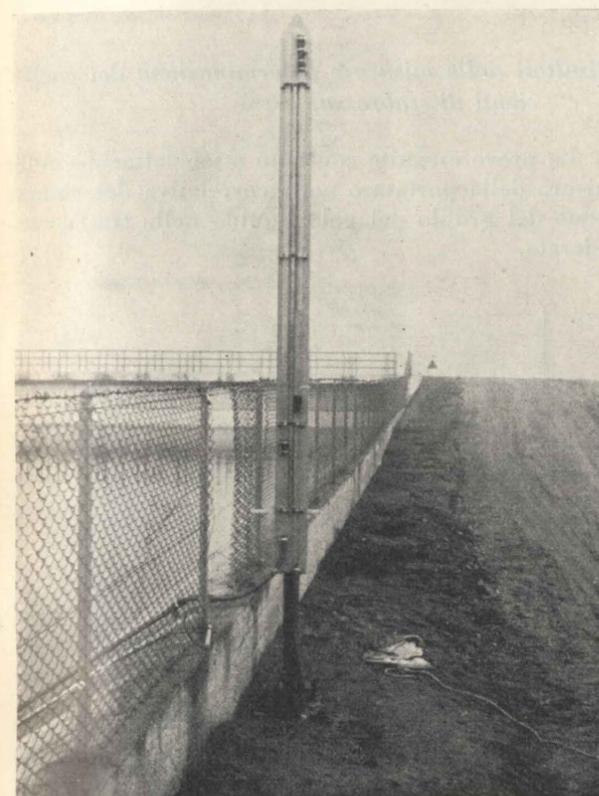


Fig. 8 - Manometro differenziale ad aria per il rilievo della quota del pelo acqua.

Creando una leggera depressione nel raccordo superiore delle canne di vetro si ottiene facilmente il sovrizzo dell'acqua del canale e della vaschetta entro le canne stesse: è allora possibile leggere, su un'asta graduata fissata alla tavoletta di legno, la differenza di quota dei due menischi, pari, evidentemente, al dislivello tra il pelo acqua del canale e il pelo acqua della vaschetta.

Tale differenza, riferita alla quota del caposaldo di livellazione, consente di ottenere l'esatta quota del pelo liquido.

I quattro caposaldi sono stati collegati mediante livellazione di precisione, effettuata con livello Kern NK 3 dotato di dispositivo a facce piane e

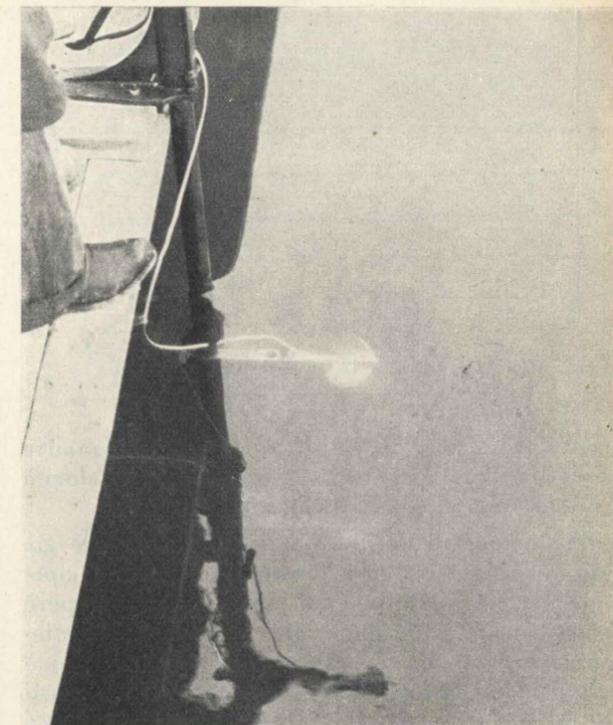


Fig. 9 - Batteria di mulinelli immersi.

parallele. L'errore della livellazione è risultato inferiore ad 1 mm per Km.

Le misure di portata sono state eseguite con una serie di cinque mulinelli elettrici del tipo « Universal SIAP M 1504 » collegati in batteria sull'asta di sostegno (fig. 9); l'impiego del cronografo

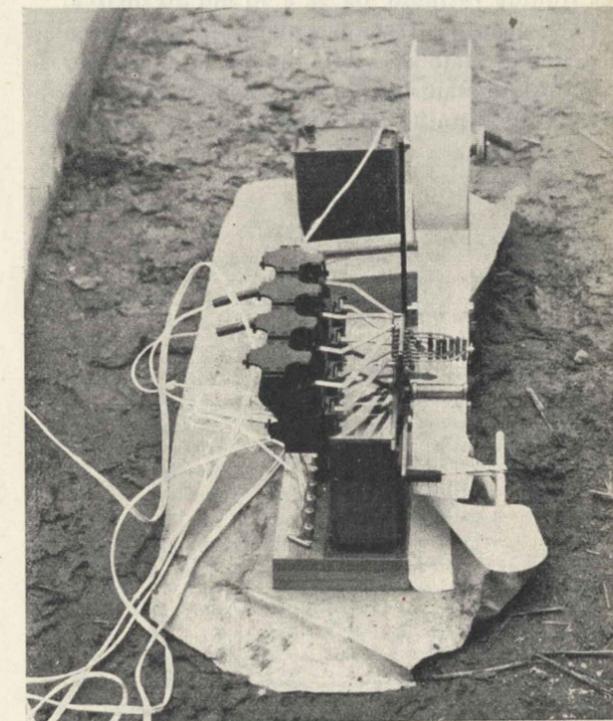


Fig. 10 - Cronografo registratore.

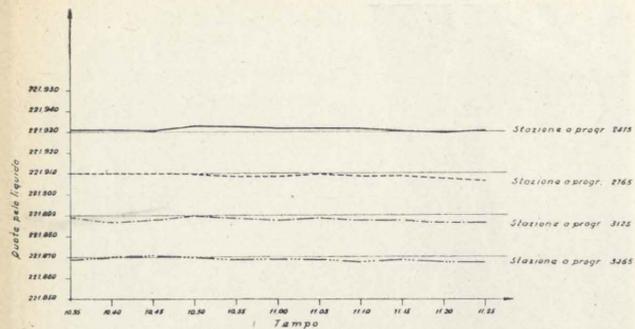


Fig. 11 - Prova n. 1. Oscillazioni pelo liquido.

registratore « SIAP CR 1510 » (fig. 10) ha inoltre consentito il rilievo contemporaneo delle velocità misurate sulla stessa verticale.

La stazione di misura è stata ubicata, come già detto, a progressiva 3092 presso il ponte n. 5; operando dal piano stradale del ponte stesso sono però emerse alcune difficoltà nel mantenere perfettamente verticale l'asta collegata ai mulinelli: si è ovviato a tale inconveniente, che provocava sensibili oscillazioni dell'asta, predisponendo a fianco del ponte un'apposita passerella in legno prossima al pelo acqua.

Previo rilievo e controllo della perfetta rispondenza ai dati geometrici di progetto della sezione di misura sono state predisposte undici posizioni della batteria verticale di mulinelli, a distanza di m 1,40 nella zona centrale e m 1,50 in quelle laterali.

Si perviene in tal modo a determinare un reticolato di 43 punti di esplorazione, ripartiti su una area liquida variabile da 42 a 48 mq all'incirca.

Per esigenze di esercizio dell'impianto idroelettrico non è stato possibile finora ottenere per le varie portate esaminate le corrispondenti altezze relative al moto uniforme; è stato pertanto necessario

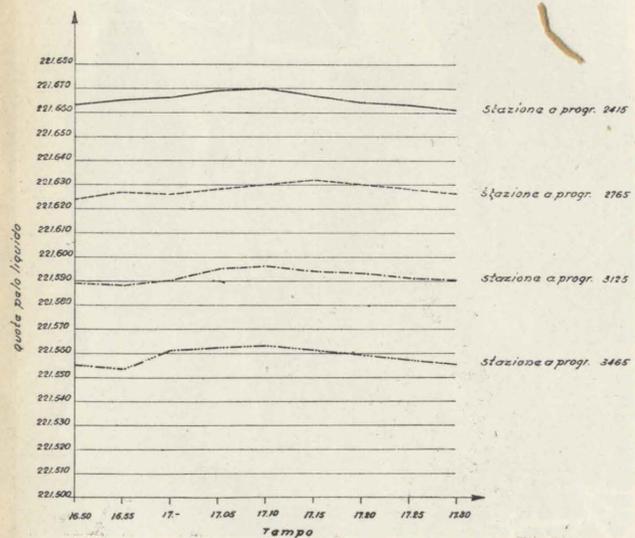


Fig. 12 - Prova n. 2. Oscillazioni pelo liquido.

eseguire le prove in regime di moto permanente rigurgitato, il che, come ovvio, influisce negativamente sull'esattezza dei risultati, specie per quanto concerne la determinazione del profilo del pelo liquido: e ciò tanto più notevolmente quanto più piccola è la portata.

La permanenza del moto è stata ottenuta con sufficiente approssimazione imponendo alla centrale un funzionamento a carico costante e mantenendo invariabile la quota dell'invaso a monte della presa sia durante la prova, sia durante le dieci ore precedenti la prova stessa.

È stato così possibile mantenere le oscillazioni del pelo libero dell'acqua in canale entro limiti praticamente ammissibili, con escursioni variabili da 2 a 10 mm (figg. 11, 12, 13).

Risultati delle misure e determinazione dei coefficienti di scabrezza.

Le prove eseguite constano essenzialmente nella misura della portata e nella correlativa determinazione del profilo del pelo liquido nella tratta considerata.

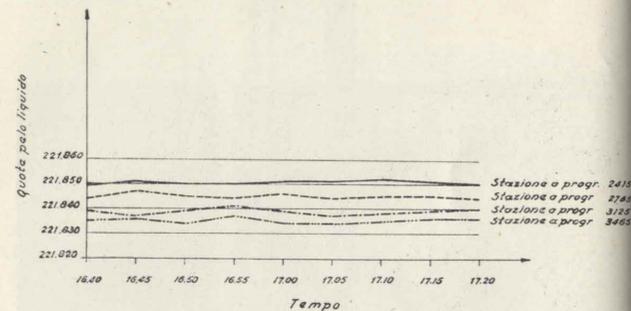


Fig. 13 - Prova n. 3. Oscillazioni pelo liquido.

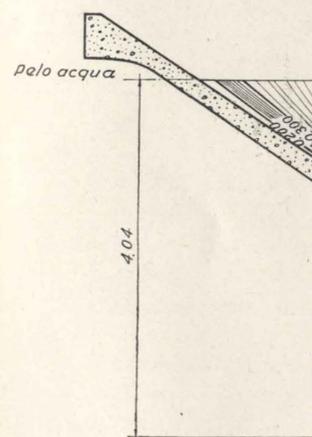
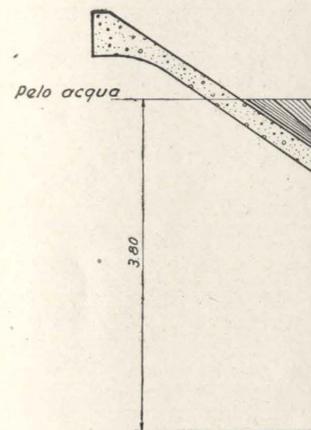
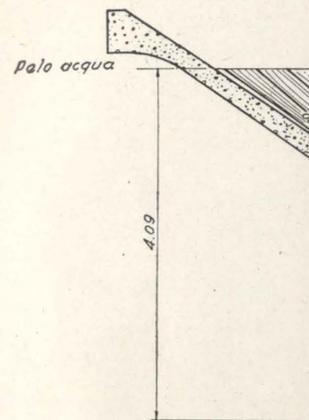
A tutt'oggi sono state effettuate solamente tre prove a differenti regimi idraulici, con le modalità e nelle condizioni sopra descritte.

Le misure eseguite con la batteria di mulinelli hanno consentito di determinare le seguenti portate:

- 1^a prova: $Q=42,444$ mc/sec
- 2^a prova: $Q=48,450$ mc/sec
- 3^a prova: $Q=21,554$ mc/sec

Con la scorta delle misure della velocità dell'acqua nei singoli punti di esplorazione corrispondenti ai mulinelli sono state elaborate le isotachie della sezione liquida, riportate rispettivamente nelle figure 14, 15, 16.

Si può osservare che esistono due filoni di maggior velocità nella zona centrale della sezione, pressochè simmetrici rispetto alla mezzeria. Le cause che possono determinare tale distribuzione nella sezione considerata non sono ora facilmente accer-



eseguire le prove in regime di moto permanente rigurgitato, il che, come ovvio, influisce negativamente sull'esattezza dei risultati, specie per quanto concerne la determinazione del profilo del pelo liquido: e ciò tanto più notevolmente quanto più piccola è la portata.

La permanenza del moto è stata ottenuta con sufficiente approssimazione imponendo alla centrale un funzionamento a carico costante e mantenendo invariabile la quota dell'invaso a monte della presa sia durante la prova, sia durante le dieci ore precedenti la prova stessa.

È stato così possibile mantenere le oscillazioni del pelo libero dell'acqua in canale entro limiti praticamente ammissibili, con escursioni variabili da 2 a 10 mm (figg. 11, 12, 13).

Risultati delle misure e determinazione dei coefficienti di scabrezza.

Le prove eseguite constano essenzialmente nella misura della portata e nella correlativa determinazione del profilo del pelo liquido nella tratta considerata.

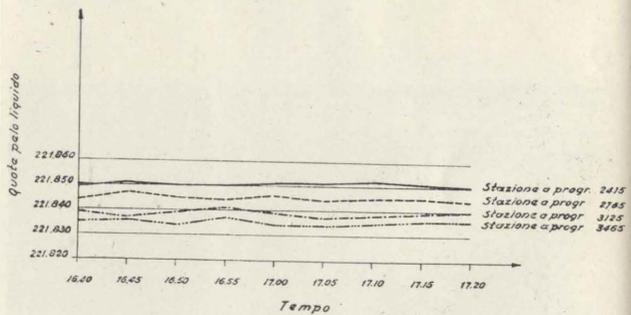


Fig. 13 - Prova n. 3. Oscillazioni pelo liquido.

A tutt'oggi sono state effettuate solamente tre prove a differenti regimi idraulici, con le modalità e nelle condizioni sopra descritte.

Le misure eseguite con la batteria di mulinelli hanno consentito di determinare le seguenti portate:

- 1^a prova: $Q=42,444$ mc/sec
- 2^a prova: $Q=48,450$ mc/sec
- 3^a prova: $Q=21,554$ mc/sec

Con la scorta delle misure della velocità dell'acqua nei singoli punti di esplorazione corrispondenti ai mulinelli sono state elaborate le isotachie della sezione liquida, riportate rispettivamente nelle figure 14, 15, 16.

Si può osservare che esistono due filoni di maggior velocità nella zona centrale della sezione, pressochè simmetrici rispetto alla mezzeria. Le cause che possono determinare tale distribuzione nella sezione considerata non sono ora facilmente accer-

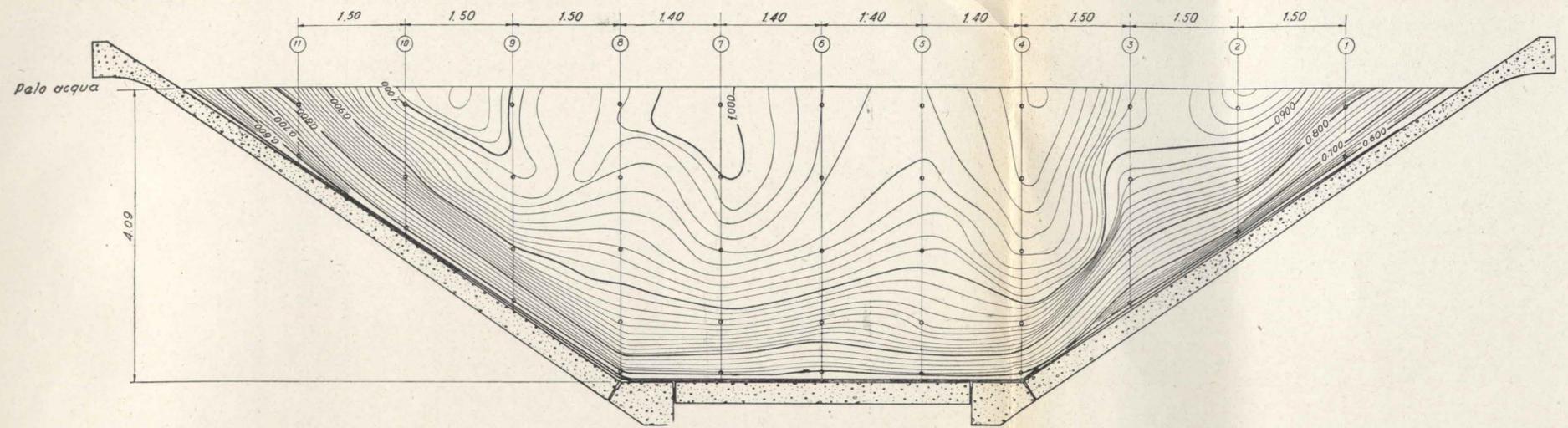


Fig. 14 - Prova n. 1. Isotachie.

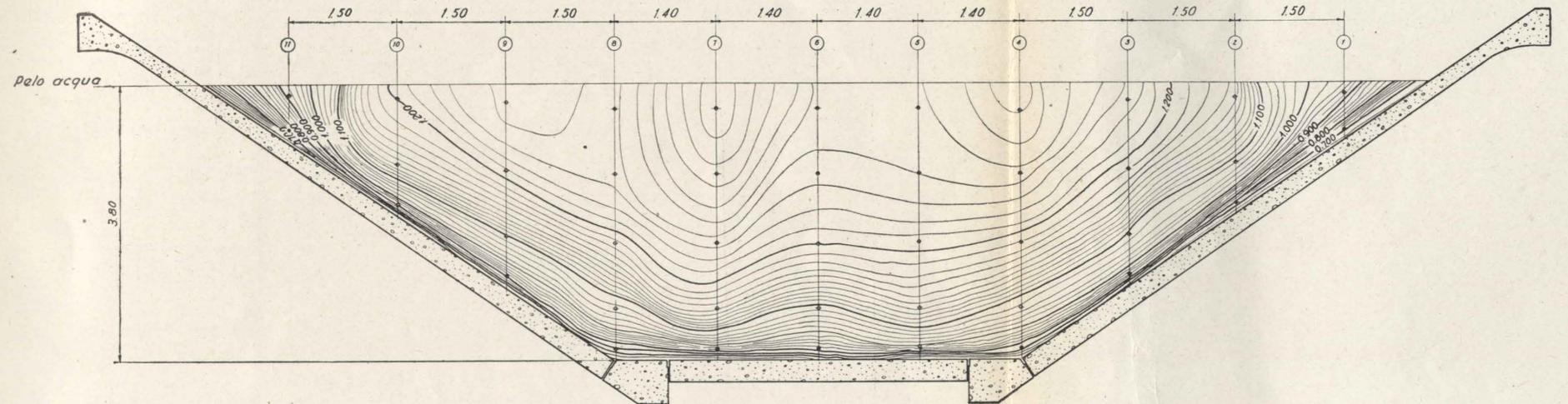


Fig. 15 - Prova n. 2. Isotachie.

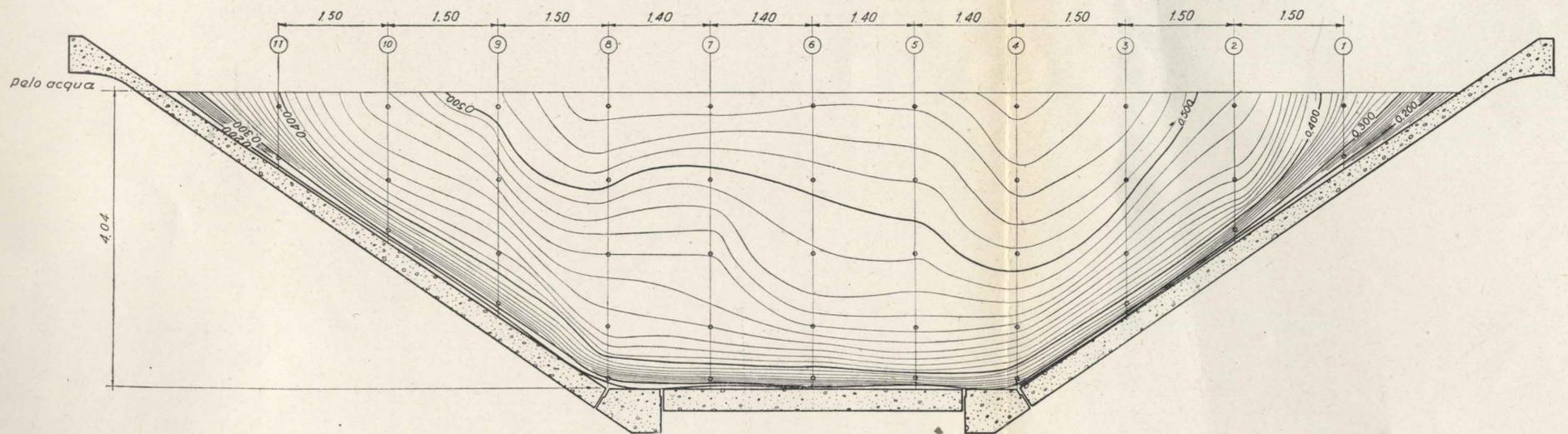


Fig. 16 - Prova n. 3. Isotachie.

Prova n. 1 — $Q = 42,444$ mc/sec.

Progr. sezione misura	Lungh. tronco [m]	Quota fondo	Quota superf. libera	Altezza acqua sul fondo [m]	Raggio idraulico medio [m]	Velocità media [m/sec]	Quota linea carichi tot. H [m]	ΔH [m]	χ [$m^{1/2}/sec$]	γ_{Bazin} [$m^{1/2}$]	$K_{Strickler}$ [$m^{1/3}/sec$]	m_{Kutter} [$m^{1/2}$]
3.465	340	217,737	221,869	4,132	2,369	0,877	221,908	0,020	74,284	0,26	64,34	0,53
3.125		217,795	221,888	4,093			221,928					
3.125	360	217,795	221,888	4,093	2,351	0,890	221,928	0,022	74,245	0,26	64,39	0,53
2.765		217,856	221,909	4,053			221,950					
2.765	350	217,856	221,909	4,053	2,333	0,903	221,950	0,023	72,937	0,29	63,34	0,57
2.415		217,916	221,931	4,015			221,973					
3.465	1050	217,737	221,869	4,132	2,352	0,890	221,908	0,065	73,774	0,28	63,97	0,55
2.415		217,916	221,931	4,015			221,973					

Prova n. 2 — $Q = 48,450$ mc/sec.

Progr. sezione misura	Lungh. tronco [m]	Quota fondo	Quota superf. libera	Altezza acqua sul fondo [m]	Raggio idraulico medio [m]	Velocità media [m/sec]	Quota linea carichi tot. H [m]	ΔH [m]	χ [$m^{1/2}/sec$]	γ_{Bazin} [$m^{1/2}$]	$K_{Strickler}$ [$m^{1/3}/sec$]	m_{Kutter} [$m^{1/2}$]
3.465	340	217,737	221,558	3,821	2,229	1,124	221,622	0,035	74,229	0,26	64,95	0,52
3.125		217,795	221,592	3,797			221,657					
3.125	360	217,795	221,592	3,797	2,218	1,135	221,657	0,037	75,194	0,23	65,84	0,49
2.765		217,856	221,628	3,772			221,694					
2.765	350	217,856	221,628	3,772	2,206	1,146	221,694	0,039	73,107	0,28	64,07	0,55
2.415		217,916	221,665	3,749			221,733					
3.465	1050	217,737	221,558	3,821	2,218	1,135	221,622	0,111	74,142	0,26	64,92	0,52
2.415		217,916	221,665	3,749			221,733					

Prova n. 3 — $Q = 21,554$ mc/sec.

Progr. sezione misura	Lungh. tronco [m]	Quota fondo	Quota superf. libera	Altezza acqua sul fondo [m]	Raggio idraulico medio [m]	Velocità media [m/sec]	Quota linea carichi tot. H [m]	ΔH [m]	χ [$m^{1/2}/sec$]	γ_{Bazin} [$m^{1/2}$]	$K_{Strickler}$ [$m^{1/3}/sec$]	m_{Kutter} [$m^{1/2}$]
3.465	340	217,737	221,835	4,098	2,350	0,452	221,845	0,005	73,939	0,20	66,73	0,46
3.125		217,795	221,839	4,044			221,850					
3.125	360	217,795	221,839	4,044	2,325	0,462	221,850	0,006	74,153	0,26	64,43	0,53
2.765		217,856	221,845	3,989			221,856					
2.765	350	217,856	221,845	3,989	2,300	0,471	221,856	0,007	69,489	0,38	60,48	0,67
2.415		217,916	221,851	3,935			221,863					
3.465	1050	217,737	221,835	4,098	2,325	0,462	221,845	0,018	73,116	0,29	63,52	0,56
2.415		217,916	221,851	3,935			221,863					

tabili; si fa riserva di approfondire in seguito la ricerca, estendendo ad altre zone del canale le misure relative.

Le quote del pelo libero, misurate alle quattro sezioni di misura come sopra già specificato, hanno consentito di tracciare i profili del pelo liquido corrispondenti alle tre misure di portata. Con il loro andamento rettilineo rivelano l'attendibilità delle misure per tutti i punti rilevati. La cadente piezometrica media nell'intero tratto considerato risulta:

- 1^a prova: $5,9 \times 10^{-5}$
- 2^a prova: $10,2 \times 10^{-5}$
- 3^a prova: $1,4 \times 10^{-5}$

Nota ora la portata Q nel canale e le quote del pelo liquido nelle varie sezioni, sono state determinate per ognuna di esse l'altezza d'acqua sul fondo (h), la sezione liquida, la velocità media (V), l'energia cinetica ($V^2/2g$) e quindi la quota della linea dei carichi totali (H).

Detotte le perdite di carico ΔH per ciascuno dei tronchi considerati, si è calcolato il coefficiente χ di Chezy uguagliando tali perdite a quelle che si verificerebbero nei tronchi stessi se la portata Q defluisse in condizioni di moto uniforme e con altezze h uguali alla media aritmetica di quelle rilevate nelle due sezioni terminali, e cioè:

$$\chi = \left[\frac{V_m^2 \cdot L}{R_m \cdot \Delta H} \right]^{1/2}$$

Nelle prove sono stati considerati sia l'intero tronco, sia i tre tratti in cui il tronco stesso è stato suddiviso.

Determinati i valori del coefficiente χ si sono detti i coefficienti di scabrezza, relativi alle espressioni di Bazin, di Strickler e di Kutter, forniti dalle note relazioni

$$\text{Bazin } \chi = \frac{87 \sqrt{R}}{\sqrt{R} + \gamma}$$

$$\text{Strickler } \chi = KR^{1/6}$$

$$\text{Kutter } \chi = \frac{100 \sqrt{R}}{\sqrt{R} + m}$$

Nelle tabelle allegate sono riassunti i dati ed i calcoli relativi.

Dall'esame dei risultati ottenuti si può rilevare che, mentre i valori medi degli indici di scabrezza relativi alle due prime prove differiscono poco tra di loro, i corrispondenti valori della terza prova subiscono una maggiore dispersione, dovuta all'incertezza nella precisa determinazione della cadente piezometrica, assai ridotta durante la prova stessa.

Ciò risulta dalla valutazione dell'errore medio percentuale del quale è affetto il coefficiente χ nelle singole prove, ammessi i seguenti errori sistematici nelle misure:

- a) Livellazione di precisione: 1 mm/Km,
- b) Dislivello piezometrico: 1 mm,
- c) Determinazione della velocità: 2 %.

Secondo tali ipotesi, essendo

$$\frac{\delta J}{J} = + \left[\frac{1 + 1\sqrt{L}}{LJ} \right]$$

l'errore medio percentuale di χ è espresso dalla relazione seguente, trascurando l'errore nella misura della lunghezza L del tronco e nella determinazione del raggio idraulico R :

$$\frac{\delta \chi}{\chi} = \pm \sqrt{\left(\frac{\delta V}{V} \right)^2 + \frac{1}{4} \left(\frac{\delta J}{J} \right)^2}$$

Da detta relazione si ricavano i seguenti scarti percentuali:

- 1^a prova: 2,6 %
- 2^a prova: 2,2 %
- 3^a prova: 6,6 %

I valori massimi, minimi, medi e gli scarti percentuali rispetto al valore medio, del coefficiente di Chezy risultanti dalle singole prove sono i seguenti:

prova	valore massimo	valore minimo	valore medio	scarto percentuale massimo
1 ^o	74,284	72,937	73,774	- 1,1
2 ^o	75,194	73,107	74,142	+ 1,4
3 ^o	76,939	69,489	73,116	+ 5,2

Gli scarti percentuali massimi sopra determinati risultano inferiori a quelli ammissibili in linea teorica; si può pertanto concludere che le prove sono state condotte con accuratezza soddisfacente, e che i risultati ottenuti sono quindi da ritenere pienamente attendibili.

Conclusioni.

Se si fissa pari al 2 % lo scarto percentuale massimo ammissibile nei risultati delle singole prove, occorre abbandonare i valori determinati nella prova n. 3, pur essendo per essa, come detto, pienamente giustificati i maggiori scarti percentuali riscontrati.

Limitando pertanto l'esame ai risultati delle prove n. 1 e n. 2 si può ritenere, in via provvisoria, ed in attesa di un maggior numero di misure, che gli indici medi di scabrezza abbiano i seguenti valori:

$$\gamma_{\text{Bazin}} = 0,27 \sqrt{m}$$

$$K_{\text{Strickler}} = 64,45 m^{1/6} \text{ sec.}$$

$$m_{\text{Kutter}} = 0,54 \sqrt{m}$$

Essi risultano leggermente superiori a quello prestabilito in sede di progetto; lo scarto però, assai limitato, non ha influenza pratica sulla prestazione del canale.

Aniceto Rebaudi

Ha collaborato alla redazione della presente memoria l'ing. Renato Daniele.

PERDITE DI CARICO CONTINUE DI CORRENTI PERMANENTI ENTRO GRANDI CANALI RIVESTITI

Elaborazione di misure sui canali del Medio Adige

COSTANTINO FASSÒ elabora alcuni rilievi di profili liquidi, eseguiti con precisione inconsueta nel campo delle misure su grandi opere idrauliche, al fine di valutare le perdite di carico in moto permanente, e di paragonare i valori con quelli forniti dalle formule del moto uniforme. L'elaborazione è basata sul tracciamento di una curva compensatrice dei punti sperimentali della linea dei carichi totali, eseguito col metodo dei minimi quadrati.

1. Oggetto della ricerca.

Negli anni 1949, '50 e '51 venne eseguita, per iniziativa dell'Anidel, una serie di esperienze sul moto permanente nei due canali di carico degli impianti di Bussolengo e di Chievo della Società Idroelettrica Medio Adige. Le esperienze furono organizzate e dirette dai professori Bruno Gentilini e Francesco Ramponi, ai quali si deve anche una relazione preliminare, che descrive la procedura e l'apparecchiatura sperimentale e riporta i risultati delle prime due prove [1]. All'esecuzione della maggior parte delle esperienze collaborarono assistenti e tecnici dei Laboratori di Idraulica del Politecnico di Milano e dell'Università di Padova, validamente coadiuvati dai dirigenti e dal personale della SIMA e (per le misure di portata ed i rilievi delle sezioni trasversali) dall'Ufficio Idrologico della Società Adriatica di Elettricità.

Del vasto materiale sperimentale raccolto fanno parte, fra l'altro, alcuni rilievi di profili liquidi, estesi a tronchi di canale prismatici lunghi parecchi chilometri. La cura posta nell'assicurare la permanenza del deflusso durante lo svolgimento delle prove, il grande numero delle stazioni di misura dei livelli e le speciali caratteristiche degli idrometri adoperati, garantiscono a tali rilievi una precisione ed una completezza indubbiamente inconsuete nel campo delle misure su grandi opere idrauliche.

Questa circostanza ha suggerito di utilizzare i risultati dei rilievi in parola al fine di verificare sopra una sicura base sperimentale l'attendibilità degli schemi e dei procedimenti di calcolo che si applicano di solito alle correnti permanenti a superficie libera.

È noto che per una corrente a superficie libera lineare, cioè soggetta a variazioni di profondità così gradualmente, che le traiettorie abbiano dappertutto curvature trascurabili, il carico totale, misurato a partire da un generico piano orizzontale di riferimento, ha l'espressione

$$H = \xi_f + h + \frac{aV^2}{2g}, \quad (1)$$

nella quale ξ_f è la quota del fondo, h la profondità dell'acqua, V la velocità media ed a il consueto coefficiente di Coriolis. Dicendo poi x l'ascissa corrente lungo l'asse del canale, (positiva nel verso del moto) e denotando con S la cadente della linea dei carichi totali, cioè il valore assoluto della sua inclinazione rispetto all'orizzontale, l'equazione

del moto assume la forma

$$-\frac{dH}{dx} = S. \quad (2)$$

Il problema di tracciare un profilo di moto permanente in un alveo assegnato richiede in primo luogo di esprimere S in funzione di V , della profondità h e delle altre dimensioni della sezione trasversale, nonché della scabrezza; in secondo luogo di ricavare dall'integrazione della (2) l'espressione in termini finiti della funzione $h(x)$, ciò che in generale è possibile solo ricorrendo a procedimenti d'integrazione approssimati. Questi due passaggi: la valutazione di S e l'integrazione della (2), sono i punti dello sviluppo teorico che presentano le maggiori incertezze, e per i quali la conferma sperimentale appare quindi più necessaria. Poichè, a quanto ci risulta, essi non sono mai stati sottoposti a diretto controllo sperimentale su canali di grandi dimensioni, ci siamo proposti di esaminarli alla luce delle misure eseguite sui canali del Medio Adige.

La verifica delle ipotesi comunemente poste a base della valutazione dell'inclinazione S della linea dei carichi totali forma oggetto della presente memoria. In uno studio successivo ci ripromettiamo di confrontare i profili rilevati con quelli che si ottengono dall'integrazione della (2).

2. Il problema della valutazione sperimentale delle perdite di carico continue in moto permanente.

Nello studio di una corrente permanente lineare si ammette sempre che in ogni sezione l'inclinazione S della linea dei carichi totali rispetto all'orizzontale sia eguale a quella che spetterebbe alla ipotetica corrente uniforme di pari portata e profondità: corrente uniforme che naturalmente potrebbe realizzarsi soltanto in un alveo fittizio, eguale per forma della sezione trasversale e per scabrezza a quello effettivo, ma avente pendenza di fondo pari ad S . Grazie a questa ammissione, la valutazione delle perdite di carico continue in moto permanente si effettua con le formule del moto uniforme, semplicemente sostituendovi S alla pendenza i del fondo.

Questo modo di procedere è giustificato da considerazioni intuitive. Invero le dissipazioni di energia in seno alla corrente, e quindi il valore dell'inclinazione S , sono strettamente connesse alla distribuzione delle velocità sulla sezione trasversale: e l'intuizione ci assicura che in una corrente lineare,

attesa la gradualità con cui variano da una sezione all'altra la profondità e la velocità media, la distribuzione delle velocità non può scostarsi in misura sensibile da quella che si avrebbe in moto uniforme. Ma una simile conclusione, che non poggia sopra un ragionamento rigoroso, non può essere accettata se non dopo un'adeguata conferma sperimentale.

Per addivenire ad una tale conferma, i dati sperimentali e i risultati del calcolo possono essere paragonati fra loro tanto sulla base dell'equazione differenziale (2), quanto sulla base di una delle sue forme integrate.

Il primo procedimento è concettualmente il più semplice e diretto: per una sezione generica, basta ricavare dai dati di rilievo il valore di dH/dx e, dopo averlo cambiato di segno, confrontarlo con le formule del moto uniforme. Ma all'atto pratico una grave difficoltà sorge dal fatto che per valutare dH/dx occorre eseguire la derivata di una funzione — la (1) — della quale si conosce soltanto un numero discreto di valori sperimentali. L'operazione di derivazione si può eseguire facilmente, assumendo come valore approssimato di dH/dx il rapporto $\Delta H/\Delta x$ tra la differenza ΔH dei carichi totali agli estremi di un breve tronco contenente la sezione considerata, e la lunghezza Δx del tronco stesso: ma i risultati sono sempre molto incerti, perchè l'operazione descritta esalta gravemente gli errori di osservazione, da cui i valori di h , e quindi quelli di H , sono inevitabilmente affetti.

Il secondo procedimento consiste nel porre a confronto con il profilo liquido rilevato sperimentalmente quello calcolato mediante uno dei molti metodi approssimati proposti per l'integrazione della (2). In tutti questi metodi, infatti, l'inclinazione S della linea dei carichi totali viene espressa mediante le consuete formule del moto uniforme: se quindi il profilo calcolato concorda con quello rilevato, non viene dimostrata soltanto la buona approssimazione raggiunta dal procedimento di integrazione, ma riesce anche provato che nelle condizioni sperimentali la valutazione di S con le formule del moto uniforme non ha dato luogo ad errori sensibili. A differenza di quello indicato precedentemente, questo procedimento risente poco degli errori accidentali di osservazione; però fornisce soltanto una verifica qualitativa delle ipotesi formulate sulla funzione S , e non consente di valutare il grado di approssimazione da esse raggiunto: infatti le formule con le quali i risultati sperimentali vengono posti a raffronto sono affette contemporaneamente dalle incertezze provenienti dall'espressione di S , e da quelle insite nel metodo di integrazione, e non è facile discernere l'influenza delle une e delle altre sull'approssimazione globale del calcolo.

In linea di principio, il procedimento basato sull'uso diretto dell'equazione differenziale (2) appare il più significativo. Ma la sua eccessiva sensibilità agli errori di osservazione ne ha finora impedito la pratica applicazione: infatti i due soli ricercatori che hanno tentato di applicarlo, Bazin [2] e Mitchell [5], hanno dovuto riconoscere la pratica im-

possibilità di ricavarne valori attendibili di S , nonostante che le loro misure fossero state eseguite con tutta la precisione possibile.

Nella presente elaborazione dei rilievi eseguiti sui canali del Medio Adige abbiamo cercato di girare la difficoltà, eseguendo una conveniente compensazione degli errori accidentali di osservazione, prima di introdurre i risultati sperimentali nella (2). Precisamente, riportati al disopra di tutti i punti rilevati del profilo liquido i corrispondenti punti della linea dei carichi totali, si è fatta passare fra questi una curva interpolare continua, che ne seguisse nel modo migliore l'andamento medio: per ogni profilo, la curva è stata individuata analiticamente, imponendo la condizione che rispetto ad essa i punti sperimentali presentassero il minimo scarto quadratico medio. Assunta poi la curva interpolare a rappresentare la linea dei carichi totali, dalla sua equazione si sono ricavati immediatamente i valori della derivata dH/dx da introdurre nella (2). È evidente che sul valore della cadente S così ottenuto per una sezione generica non influiscono soltanto gli errori accidentali di osservazione dei pochi punti sperimentali che precedono e seguono immediatamente la sezione stessa, come accade quando si calcolano i rapporti $\Delta H/\Delta x$ direttamente mediante le grandezze osservate: ma attraverso la condizione del minimo scarto quadratico medio fanno sentire la loro influenza gli errori di tutti i punti rilevati lungo il profilo, i quali, essendo in parte positivi e in parte negativi, si compensano statisticamente. La compensazione è naturalmente tanto migliore, quanto più numerosi sono i punti rilevati. Come si vedrà nel seguito, questo metodo ha permesso di individuare con buona approssimazione la legge di variazione della cadente S lungo i vari profili rilevati.

3. Cenni alle precedenti ricerche sperimentali sulle correnti permanenti lineari.

La ricerca più antica si deve a Bazin [2], il quale rilevò ben 65 profili di moto permanente, comprendenti tutti i tipi di correnti lente, in alvei a debole pendenza, a forte pendenza e orizzontali, e anche qualche corrente veloce ritardata in un alveo a forte pendenza. Uno dei profili fu realizzato in un canale di cemento lungo 3,9 km, di sezione pressochè rettangolare con larghezza media di 1,32 m e profondità d'acqua massima di 1,49 m. Tutti gli altri furono rilevati entro una canaletta rettangolare in legno, larga circa 2 m, variandone la scabrezza nelle diverse serie di prove per mezzo di listelli inchiodati trasversalmente sul fondo e sulle pareti; la massima profondità d'acqua fu di 0,95 m, la lunghezza massima interessata dai rilievi di 150 metri.

Utilizzando i risultati di 17 rilievi eseguiti su correnti lente in alvei a debole pendenza ed orizzontali, Bazin esaminò in particolare il problema della valutazione delle perdite di carico. Per le correnti uniformi, egli aveva già dimostrato sperimentalmente (cfr. la stessa memoria [2]) che il legame tra la velocità media V , il raggio idraulico R e la

pendenza $i=S$ comune al fondo ed alla linea dei carichi totali, poteva esprimersi mediante la formula di Chézy

$$S = \frac{V^2}{\chi^2 R}, \quad (3)$$

nella quale il coefficiente χ dipendeva a sua volta da R e dalla scabrezza. Bazin applicò l'espressione (3) anche al moto permanente, introducendola nella (2), e cercò di riconoscere in quale modo il coefficiente χ (anzi nella pubblicazione originale egli si riferì al coefficiente $A=1/\chi^2$) variasse in tal caso lungo la corrente. Non riuscì però a raggiungere questo risultato, perchè gli scarti indotti dagli errori di osservazione nei valori di $\Delta H/\Delta x$ erano tali da mascherare la legge di variazione cercata. Potè soltanto constatare che lungo ciascuna corrente il coefficiente χ subiva cambiamenti modesti, e provò ad attribuirgli lungo tutto il profilo un valore medio costante, dedotto dalle esperienze sul moto uniforme. Così operando, riuscì difatti a far coincidere con discreta approssimazione i profili forniti dall'integrazione della (2) ed i profili rilevati.

La buona approssimazione ottenuta da Bazin con l'ipotesi $\chi = \text{cost}$ è probabilmente dovuta soltanto al fatto che lungo le correnti da lui sperimentate le profondità dell'acqua erano relativamente vicine a quelle di moto uniforme. Ma non sembra lecito trarre dalle sue constatazioni alcuna conclusione di validità generale, tanto più che il riferimento dei valori medi di χ alle correnti uniformi appare affetto da un'incertezza sostanziale: invero, nel calcolare i profili delle correnti ritardate, egli assunse come valore medio di χ lungo ciascuna corrente permanente quello della corrente uniforme di pari portata (questa è anche l'ipotesi posta a base dei procedimenti classici di integrazione della (1): Bresse, Masoni, Tolkmitt, Puppini); invece nei calcoli sulle correnti accelerate trovò opportuno assumere per ciascuna corrente il valore di χ relativo alla media delle profondità interessate dal profilo.

Del resto lo stesso Bazin attribuì soltanto un valore provvisorio ai risultati della sua indagine sulle perdite di carico in moto permanente, e sostenne la necessità di eseguire ulteriori esperienze, possibilmente su canali di grandi dimensioni. In particolare a proposito dell'assunzione $\chi = \text{cost}$, egli afferma esplicitamente [2] che « questa conclusione non può essere accettata come definitiva; ma, per illuminare questo punto dubbio della teoria, occorrerebbe eseguire delle esperienze su scala più grande di quella che ci era permessa dalla situazione locale, e per essere conclusive queste esperienze presenterebbero grandissime difficoltà, giacchè bisognerebbe operare su correnti con profili estremamente regolari e di profondità considerevole ».

Non sembra, però, che questo invito di Bazin alla sperimentazione su grandi canali sia stato accolto dai ricercatori successivi, i quali anzi hanno utilizzato canalette di dimensioni ancora più piccole. Infatti tutte le esperienze posteriori su correnti permanenti lineari, delle quali siamo a conoscenza, hanno avuto luogo in laboratorio: sono quel-

le di Mononobe [3], di Lansford e Mitchell [4] [5] e di Lee, Babbitt e Baumann [6], tutte relative a correnti lente in alvei a debole pendenza¹.

Le prime sono state eseguite entro canalette in legno, aventi diverse sezioni trasversali: rettangolare, trapezia e triangolare col vertice in basso. Le dimensioni dei canali sperimentali erano così piccole, che l'area della sezione trasversale della corrente non ha mai superato 1/10 di metro quadrato. Lansford e Mitchell hanno utilizzato una canaletta rettangolare con le pareti in calcestruzzo e il fondo in legno, larga 1,53 m, sul fondo della quale per alcune prove hanno praticato una savanella centrale di 30,5 x 30,5 cm; la profondità massima delle correnti sperimentate è stata di 1,25 m. In alcune delle prove di Mononobe e di Lansford e Mitchell le superfici dei canali sono state lasciate allo stato naturale, in altre sono state ricoperte con reti metalliche, realizzando diversi gradi di scabrezza. Le esperienze di Lee, Babbitt e Baumann, infine, sono state effettuate in tre canalette di lamiera: una rettangolare larga 20 cm, una trapezia con fondo di 20 cm e sponde inclinate di 70° sull'orizzontale, e una semicircolare con diametro di 25 cm; la massima profondità d'acqua raggiunta è stata di 14,5 cm.

Tutti gli autori citati hanno riscontrato una concordanza veramente notevole tra i profili rilevati e quelli calcolati con alcuni dei molti metodi proposti per l'integrazione approssimata dell'equazione (2). Le loro esperienze costituiscono perciò una conferma qualitativa indiretta della possibilità di esprimere S in moto permanente con le formule del moto uniforme, nel senso che abbiamo indicato nel n. 2. Degli autori posteriori a Bazin uno solo, il Mitchell, ha tentato [5] anche la via della verifica diretta, calcolando i valori del rapporto incrementale $\Delta H/\Delta x$ per successivi brevi tronchi della corrente (lungi da 3,0 a 4,5 m); ma — come era già accaduto a Bazin — il procedimento si è rivelato inadatto ad individuare con sufficiente precisione la distribuzione delle S lungo la corrente, e non ha potuto condurre a conclusioni significative.

4. Esecuzione delle esperienze.

Il profilo longitudinale schematico e le sezioni trasversali tipo dei canali del Medio Adige sono riportati nella fig. 1. Tutti i canali, tanto nelle tratte allo scoperto quanto nelle gallerie, sono completamente rivestiti con calcestruzzo gettato in opera e liscio.

Nell'elaborazione che forma oggetto della presente nota sono stati considerati soltanto tronchi di canale di sezione costante, di qualche km di lunghezza e forniti di numerose stazioni idrometriche, per far sì che gli inevitabili errori accidentali delle osservazioni non influissero in misura grave sulla determinazione della pendenza del profilo liquido e

¹ Di un'altra ricerca di laboratorio svolta nel 1947 da Hsua Hua Hu, ed estesa anche a correnti veloci in alvei a forte pendenza, si trova cenno nella letteratura tecnica [7], ma non si conoscono i risultati, rimasti finora inediti.

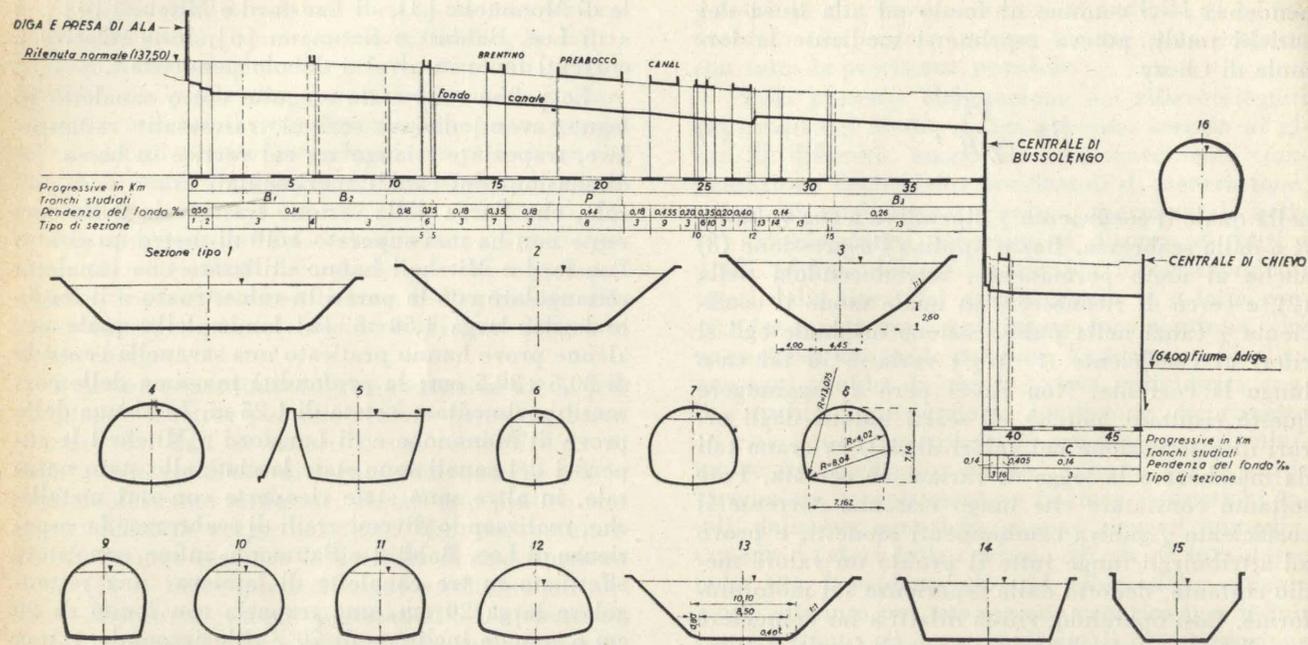


Fig. 1 - Profilo longitudinale e sezioni tipo dei canali.

quindi della cadente S^2 . I cinque tronchi prescelti sono indicati in fig. 1 ed hanno le caratteristiche elencate nel Prospetto I.

PROSPETTO I

Tronco	Progressiva iniziale km	Lunghezza m	Pendenza del fondo	Tipo della sezione	Numero idrometri
B ₁	2,690	3230	0,00014	3	6
B ₂	6,350	3217	0,00014	3	6
P	18,066	3069	0,00044	8	6
B ₃	31,325	7247	0,00026	13	13
C	40,072	6132	0,00014	3	28

Prima di accennare alle modalità esecutive delle prove, riassumiamo brevemente dalla memoria [1], alla quale rimandiamo per i particolari, le notizie essenziali sulle operazioni preliminari e sull'apparecchiatura sperimentale.

a) Operazioni preliminari.

Una livellazione generale di appoggio, dello sviluppo complessivo di 63 km, venne eseguita lungo l'intero tracciato della derivazione, dalla presa di Ala alla centrale di Chievo. Essa raggiunse una precisione molto elevata, come attesta il valore di appena 0,4 mm riscontrato per l'errore medio chilometrico accidentale [8]. Ai capisaldi della livellazione generale vennero collegate mediante livellazioni particolari le borchie di riferimento per il rilievo della quota dello specchio liquido, fissate nelle singole stazioni di misura.

² Come vedremo, nella maggior parte delle prove la pendenza del profilo liquido era dell'ordine dello 0,10 ‰. Se perciò il suo valore in un determinato tronco fosse stato calcolato ad esempio sulla base di due sole letture idrometriche effettuate a 1 km di distanza l'una dall'altra, un errore di 1-2 cm nel dislivello tra i due peli liberi si sarebbe tradotto in un errore del 10-20 ‰ nella pendenza motrice.

Nel novembre 1948, durante una delle asciutte effettuate periodicamente per la pulitura dei canali, si procedette al riconoscimento dello stato di conservazione del calcestruzzo del fondo e delle pareti, che risultò in generale ottimo. Soltanto in qualche tronco si riscontrarono deboli incrostazioni nella zona del bagnasciuga, e nei tratti a mezza costa pochi depositi localizzati di materiale ghiaioso caduto dalle sponde; le une e gli altri documentati da fotografie nella memoria [1]. Sempre nei periodi di asciutta si procedette anche al controllo geometrico di 19 sezioni trasversali lungo il canale di Bussolengo (dodici delle quali appartenenti alle gallerie di Brentino, Preabocco e Canal) e di due lungo quello di Chievo, nonché delle sezioni dei venturimetri inseriti sulle condotte forzate delle due centrali. Questi controlli, i cui risultati verranno richiamati nel seguente n. 5, dimostrarono in generale una buona rispondenza delle sezioni rilevate con quelle di progetto.

b) Apparecchiatura sperimentale.

La portata venne di norma misurata mediante mulinelli. Le misure furono eseguite alla passerella di Avio (Progressiva km 3,439) per le prove sul canale di Bussolengo, e nel bacino di carico di Chievo (attraverso le luci di imbocco delle condotte forzate) per quelle sul canale di Chievo. In un solo caso la misura coi mulinelli non poté effettuarsi, e si dovette ricorrere alle letture dei venturimetri di cui sono dotate le condotte forzate: per assicurare anche a questa misura la maggior precisione possibile, i venturimetri erano stati equipaggiati con manometri differenziali a mercurio, e la loro taratura era stata preventivamente controllata per confronto con alcune misure ai mulinelli.

Il rilievo della superficie libera della corrente nei tronchi di canale allo scoperto si effettuò misu-

rando in determinate sezioni il dislivello tra lo specchio dell'acqua e una borchia fissa, riferita — come si è già detto — alla livellazione generale di appoggio. Per la misura si utilizzarono apparecchi di due tipi diversi: uno « a galleggiante », che poteva essere installato soltanto in corrispondenza delle scalette in muratura esistenti lungo le sponde, e uno « a canne », sostanzialmente costituito da un manometro differenziale ad aria, che poteva invece funzionare in qualunque punto dei canali.

Nei tronchi in galleria, nei quali la superficie libera non era direttamente accessibile agli osservatori, si introdussero delle prese di pressione, che consentivano di rilevare dall'esterno le quote piezometriche. In ciascuna galleria due prese vennero addentrate per circa 20 m dalle estremità di monte e di valle; nella galleria di Preabocco fu inoltre possibile collocare quattro prese intermedie, utilizzando finestre esistenti. Per garantire che i fori di presa avessero gli assi perpendicolari alle traiettorie liquide, e così evitare che la misura della pressione venisse falsata dal movimento dell'acqua, ogni presa venne realizzata mediante un tubo di acciaio (da 3/4"), la cui parte immersa nella corrente era parallela all'asse della galleria, chiusa all'estremità e munita di numerosi fori sulla superficie laterale (precisamente 44 fori del diametro di 3 mm, distribuiti su una lunghezza di 50 cm).

c) Modalità di esecuzione delle prove.

In ogni prova la fase dei rilevamenti, durante la quale si effettuavano contemporaneamente la misura della portata e le letture idrometriche, era preceduta da una fase preparatoria, dedicata alla messa a regime della corrente.

Per assicurare alla fase preparatoria una durata sufficiente a raggiungere uno stato di deflusso sicuramente permanente, le operazioni per la messa a regime della corrente, consistenti nella regolazione della portata alla presa e nel blocco dei regolatori delle macchine nelle centrali, furono sempre effettuate almeno 10-12 ore prima dell'inizio delle misure. Durante questo tempo le perturbazioni pro-

vocate dalle manovre eseguite alla presa o alle centrali avevano modo di percorrere in andata e in ritorno non meno di tre o quattro volte il canale di Bussolengo (lunghezza 38,7 km) e una quindicina di volte quello di Chievo (lunghezza 7,6 km): esse subivano così uno smorzamento praticamente completo ad opera degli attriti e delle riflessioni parziali provocate dai numerosi cambiamenti di sezione (specialmente dagli imbocchi e sbocchi delle gallerie).

Terminata la fase preparatoria, si iniziavano alle diverse stazioni idrometriche le letture dei livelli, che venivano ripetute ogni 10' per alcune ore, e in ogni caso almeno per tutta la durata della misura di portata. I diagrammi cronologici dei livelli così ottenuti permettevano in primo luogo di verificare che il deflusso si fosse mantenuto veramente permanente in tutto il canale e per tutto il tempo necessario: verifica sempre indispensabile, giacché il regime raggiunto durante la fase preparatoria poteva essere successivamente perturbato da variazioni dello stato idrometrico dell'Adige alla presa, oppure da qualche imprevedibile e inevitabile manovra in centrale. Inoltre i diagrammi cronologici dei livelli consentivano di valutare con sicurezza la quota media dell'acqua in ogni sezione di misura, depurandola dalle inevitabili piccole perturbazioni ed oscillazioni locali che influivano apprezzabilmente sulle letture singole.

Nel Prospetto II sono elencate le prove compiute. Le prove 5 e 6 furono eseguite dalla SIMA senza l'intervento dei Laboratori di Milano e Padova.

Dalla relazione preliminare [1], che riporta i risultati delle prove 1 e 2, si rileva che nella prova 1 le letture degli strumenti a canne erano sistematicamente in leggero difetto a causa di un'imperfezione dell'installazione, poi eliminata nelle prove successive. Per la prova 1, perciò, mettendo in grafico le letture dei due tipi di strumento si ottengono due distinti profili, e si trova che quello relativo agli strumenti a canne soggiace all'altro in media di un paio di centimetri (cfr. la fig. 6 della memoria [1]). Ai fini della presente elaborazione, il profilo rilevato con gli strumenti a galleggiante sembra meno attendibile dell'altro, perchè presenta

PROSPETTO II

Prova	Data	Canale oggetto della prova	Misura di portata		Portata m ³ /s
			apparecchio	luogo	
1	15.6.1949	Chievo	mulinelli	Bacino di Chievo	123,2
2	27.7.1949	»	»	» » »	120,3
3 (*)	28.11.1950	Bussolengo	»	km 3,439	138,0
4	11.12.1950	»	»	» »	132,3
5	16.2.1951	»	»	» »	142,6
6	16.3.1951	»	venturimetri	Bussolengo e Chievo	145,5
7	17.4.1951	Chievo	mulinelli	Bacino di Chievo	143,7
8	22.4.1951	»	»	» » »	81,2
9 (**)	16.11.1951	Bussolengo	»	km 3,439	143,6
10	17.11.1951	»	»	» »	143,6

(*) Risultati inutilizzabili (moto non permanente).

(**) Risultati utilizzabili solo a monte del km 24.

chiaramente un flesso e presso l'estremità di valle rivolge la concavità verso il basso, ciò che non appare plausibile in una corrente lenta rigurgitata in alveo a debole pendenza: questo profilo, pertanto, può essere adoperato — come lo è stato nella memoria [1] — per calcolare un indice di scabrezza medio per tutto il tronco, ma non può servire allo scopo, che qui ci proponiamo, di individuare la distribuzione delle cadenti S lungo di esso. Invece il profilo rilevato con gli strumenti a canne, pur denunciando notevoli errori accidentali di os-

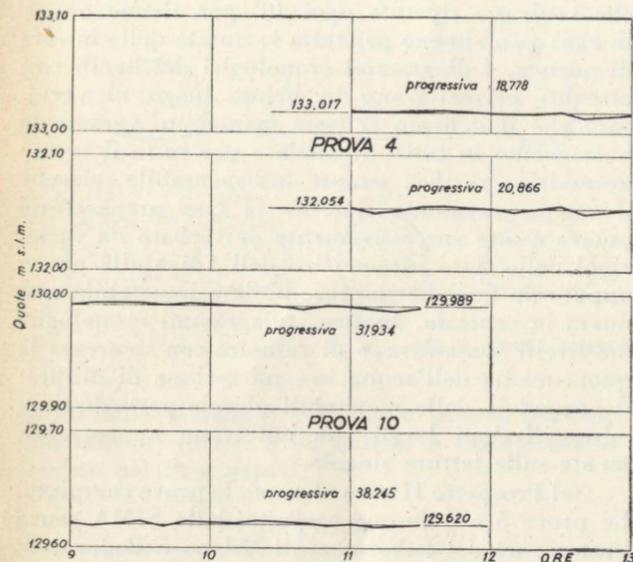


Fig. 2 - Esempi di diagrammi dei livelli rilevati nel canale di Bussolengo.

servazione, ha un andamento più regolare; d'altra parte, i valori della velocità e della pendenza motrice, che da esso si deducono, non risentono sensibilmente del difetto sistematico delle letture, che è di piccolissima entità e praticamente costante per tutti gli idrometri. Per queste ragioni nella fig. 8 e nei calcoli relativi si utilizzeranno per la prova 1 soltanto le quote fornite dagli strumenti a canne. Per le altre prove, invece, non essendo più apparsa nessuna differenza sistematica fra i due tipi di strumenti, tutte le misure saranno utilizzate insieme.

Durante la maggior parte delle prove i livelli liquidi nelle diverse sezioni di misura si mantennero pressochè costanti, con scostamenti dai valori medi raramente superiori al centimetro: valgono di esempio i diagrammi cronologici dei livelli di alcune sezioni, riportati nella fig. 2 per le prove 4 e 10 (canale di Bussolengo) e in fig. 3 per la prova 7 (canale di Chievo), nonché quelli relativi alla prova 2 riprodotti nella relazione preliminare [1].

Soltanto nelle prove 3, 8 e 9 i livelli variarono sensibilmente durante le misure.

Nel corso della prova 3 le altezze d'acqua, per il diminuire del livello dell'Adige alla presa, andarono continuamente decrescendo in ragione di circa 6 cm all'ora. Poichè le altre prove sul canale di Bussolengo, eseguite in condizioni paragonabili e con portate poco differenti, ebbero invece esito soddisfacente dal punto di vista della permanenza del

movimento (v. ad esempio la fig. 2), si rinunciò ad elaborare i risultati della prova 3.

Dall'inizio alla fine della prova 8 i livelli andarono lentamente crescendo; la superficie libera fu inoltre agitata in misura notevole da un vento che soffiava in direzione opposta alla corrente, per il quale una misura di fortuna eseguita con un mulinello idrometrico (appositamente tarato nel tunnel aerodinamico) indicò una velocità media dell'ordine di 20 km/ora. Per più ragioni, dunque, sarebbe stato desiderabile ripetere la prova, tanto più che essa era l'unica eseguita con una portata molto inferiore a quella normale dei canali. Ma la possibilità di far funzionare gli impianti a portata così ridotta per un numero sufficiente di ore era subordinata al simultaneo verificarsi di parecchie circostanze, alcune di carattere idrologico, altre relative alle esigenze d'esercizio delle reti elettriche servite dalle centrali: un simile concorso di circostanze favorevoli non si presentò più nel corso delle esperienze, e si dovette rinunciare a ripetere la prova in condizioni migliori. I suoi risultati, pur non essendo così attendibili come quelli delle altre prove, verranno ugualmente utilizzati nelle elaborazioni che seguono, sia per l'interesse di avere almeno un'indicazione sul deflusso delle minori portate, sia considerando che gli scostamenti dalla situazione di moto permanente furono relativamente modesti. Invero i diagrammi cronologici dei livelli (due dei quali sono riportati in fig. 3, per una sezione all'inizio e per una alla fine del tronco speri-

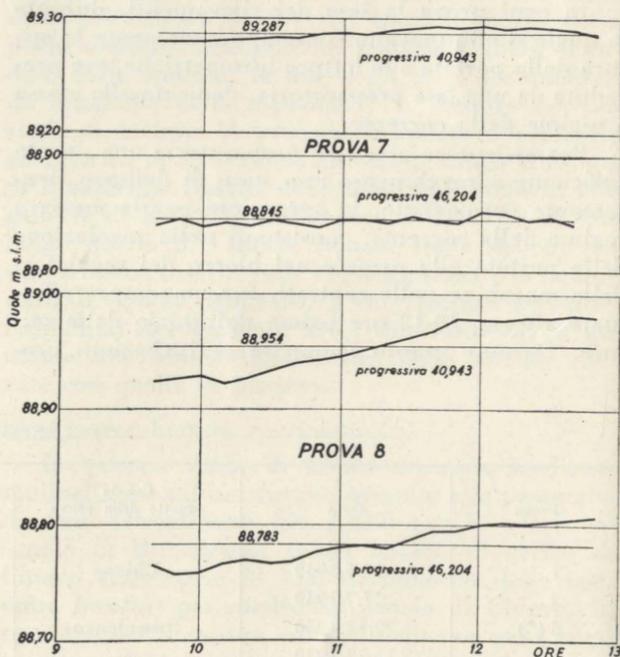


Fig. 3 - Esempi di diagrammi dei livelli rilevati nel canale di Chievo

mentale) mostrano che durante le tre ore circa della prova la superficie libera si alzò di appena 5-6 cm, mantenendosi pressochè parallela a se stessa: cosicchè nè i valori della pendenza motrice, nè quelli della velocità media nelle singole sezioni furono soggetti a variazioni sensibili.

La prova 9, infine, fu disturbata da una manovra di stacco e successivo riattacco di una delle tre macchine della centrale di Bussolengo, che determinò un temporaneo sopraelevamento di circa 25 cm della superficie dell'acqua nel bacino di carico. L'onda conseguente si smorzò però in misura praticamente completa nel tratto di circa 15 km compreso tra il bacino di carico di Bussolengo e la galleria di Canal: si possono quindi ritenere attendibili i risultati ottenuti nel tronco di canale situato a monte di questa galleria, nel quale gli scostamenti dalle condizioni di permanenza furono inapprezzabili.

5. Valutazione delle perdite di carico a partire dai rilievi idrometrici.

Come quote del pelo libero ai singoli idrometri si sono assunte le ordinate medie dei diagrammi cronologici dei livelli rilevati nel corso di ogni prova (cfr. figg. 2 e 3), le quali, a differenza delle letture singole, erano praticamente insensibili alle pulsazioni e alle piccole perturbazioni locali dello specchio liquido. Per gli idrometri situati nei tratti di canale in curva, si è anche provveduto a riportare la quota media dell'acqua dalla sponda all'asse del canale, cioè a correggere gli errori sistematici causati dall'inclinazione trasversale della superficie libera.

Si sono poi calcolate le aree delle sezioni liquide, sulla base dei controlli geometrici diretti rammentati nel n. 4a), e quindi le velocità medie e le altezze cinetiche. Infine si è proceduto al tracciamento delle linee dei carichi totali, secondo il procedimento esposto al termine del n. 2.

Accenniamo ora rapidamente alle modalità seguite nello sviluppo dei vari calcoli.

a) Correzione delle letture idrometriche nelle sezioni in curva.

La differenza δ tra le quote della superficie libera sulla sponda concava e su quella convessa di una sezione in curva è stata valutata con la formula

$$\delta = \frac{V^2}{gr} L, \quad (4)$$

nella quale V è la velocità media, r il raggio di curvatura dell'asse del canale, ed L la larghezza dello specchio libero.

Per alvei a sezione rettangolare la (4) può essere giustificata con due diversi schemi di movimento: lo schema semplicistico di traiettorie aventi tutte la stessa velocità e la stessa curvatura; oppure lo schema del « vortice forzato », nel quale le traiettorie sono archi di cerchi concentrici percorsi dalle particelle liquide con velocità proporzionali ai rispettivi raggi. Da esperienze del Ramponi [9] è anzi risultato che il secondo schema è abbastanza aderente alla realtà nel caso di canali scabri. Ma per sezioni di forma diversa dalla rettangolare, come quelle di cui ci occupiamo, la (4) può essere applicata soltanto in via indicativa, ed è difficile giudicare a priori il grado di approssimazione che essa può raggiungere. Si è perciò ritenuto neces-

sario verificarne l'applicabilità al nostro caso, misurando direttamente i dislivelli δ in alcune sezioni in curva del canale di Bussolengo.

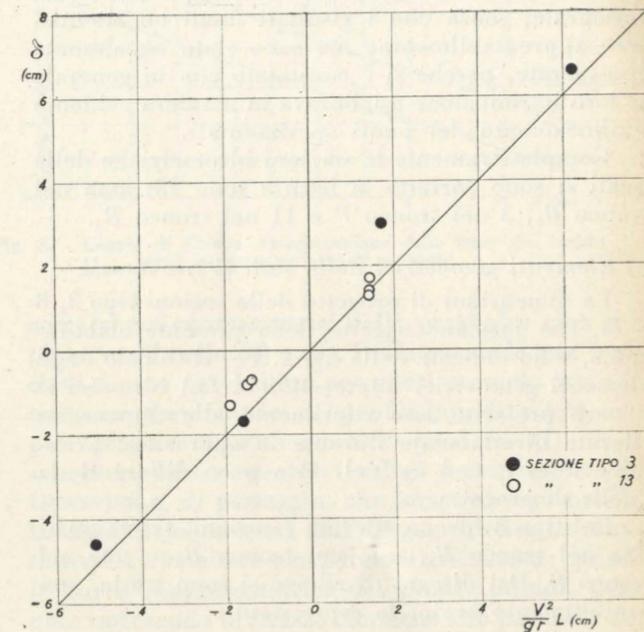


Fig. 4 - Dislivelli della superficie liquida fra le due sponde nelle sezioni in curva.

Sono state all'uopo eseguite 10 misure sulle sezioni trasversali tipo 3 e 13 (v. fig. 1) con una portata dell'ordine di 140 m³/sec; i raggi delle curve esaminate sono compresi fra 100 e 370 m. I risultati sono rappresentati nella fig. 4 (nella quale i dislivelli positivi indicano curve a destra). Meritano particolare menzione due dei rilievi, nei quali il dislivello trasversale venne misurato vicino al termine di una curva seguita immediatamente da una controcurva: in ambedue i casi si constatò che l'inclinazione trasversale dello specchio libero era quella voluta dalla curva di valle anzichè dalla curva di monte, nonostante che la sezione di misura fosse posta qualche metro a monte del punto di flesso dell'asse del canale. Questo fatto trova evidente spiegazione nella circostanza che la corrente era lenta, e che quindi la deformazione della superficie libera provocata dalla controcurva si risentiva anche per un certo tratto a monte.

Nella fig. 4 alcuni punti denunciano rilevanti scarti percentuali tra i dislivelli misurati e quelli calcolati. Ma gli scarti assoluti sono sempre molto piccoli e si mantengono nell'ordine di grandezza degli errori di misura. Sono, infatti, tutti inferiori ai 7 mm, ad eccezione di uno solo, che tocca i 13 mm: questo, peraltro, è relativo ad una sezione situata 75 m a valle dello sbocco della galleria di Canal, nella quale la corrente era probabilmente ancora perturbata dallo sbocco medesimo. La figura non mette in luce nessuna differenza sistematica tra i due tipi di sezioni trasversali esaminati.

La piccolezza degli scarti assoluti ha autorizzato a ritenere la (4) sufficientemente approssimata per la valutazione delle correzioni ($\pm \delta/2$) da apportare alle quote indicate dagli idrometri in curva,

tanto più che si è sempre trattato di correzioni di limitatissima entità: il maggior valore di $\delta/2$ introdotto nei calcoli è stato di appena 11 mm. Correzioni così piccole avrebbero anche potuto essere trascurate, senza che i risultati finali ne risentissero apprezzabilmente: ma sono state egualmente considerate, perchè si è constatato che in generale la loro introduzione migliorava in maniera evidente l'allineamento dei punti sperimentali.

Complessivamente le stazioni idrometriche delle quali si sono corrette le letture sono 15: una nel tronco B_1 , 3 nel tronco P e 11 nel tronco B_3 .

b) Elementi geometrici delle sezioni trasversali.

Le dimensioni di progetto delle sezioni tipo 3, 8 e 13, che formano oggetto della presente elaborazione, sono indicate nella fig. 1. Per il calcolo degli elementi geometrici interessanti ai fini idraulici si è però preferito fare riferimento alle dimensioni rilevate direttamente durante le operazioni preliminari (cfr. n. 4 a), del resto poco differenti da quelle di progetto.

Del tipo 3 furono rilevate 7 sezioni, tra le quali una nel tronco B_1 , una nel tronco B_2 e due nel tronco C . Dai disegni di rilievo si sono tratte, con procedimento ovvio, le espressioni

$$\begin{cases} \sigma = 1,007 h^2 + 7,164 h - 4,224 \\ C = 2,839 h + 6,492 \end{cases} \quad (5)$$

che per ogni profondità h forniscono rispettivamente la media aritmetica delle aree delle sezioni rilevate (in m^2) e la media aritmetica dei loro contorni bagnati (in m). Queste espressioni sono state assunte a definire gli elementi geometrici di una sezione media fittizia, che nei calcoli si è sostituita alle sezioni effettive lungo tutto lo sviluppo dei tronchi B_1 , B_2 e C . Il procedimento è giustificato dalla circostanza che le aree ed i contorni effettivi delle singole sezioni rilevate si scostano pochissimo dalle medie definite dalle (5): nell'intervallo dei valori di h coperto dalle prove ($5,977 \leq h \leq 6,864$ m) gli scostamenti estremi delle aree valgono infatti $+1,3\%$ e $-2,0\%$; e quelli del contorno bagnato $+0,4\%$ e $-1,2\%$.

Per l'altro tipo di sezione all'aperto — il tipo 13 — i calcoli sono stati svolti in base alle espressioni

$$\begin{cases} \sigma = 0,974 h^2 + 9,534 h - 0,358 \\ C = 2,792 h + 9,363 \end{cases}$$

esse rappresentano la media delle aree e la media dei contorni bagnati delle due sezioni rilevate nel tronco B_3 , fra le quali sussistono differenze di pochi per mille soltanto.

Nella galleria di Preabocco, infine, sono state rilevate presso le estremità due sezioni del tipo 8, che con profondità d'acqua dell'ordine di quelle realizzate nelle prove differiscono di pochissimo l'una dall'altra: per $h=6$ m, ad esempio, la differenza fra le aree è dello $0,7\%$, e quella tra i contorni bagnati del $2,1\%$. Si è pertanto assunta anche qui come sezione di calcolo la media delle due rilevate; le relative scale delle aree e dei contorni bagnati sono state utilizzate in forma grafica.

c) Calcolo dell'altezza cinetica.

Il coefficiente a di ragguaglio dell'altezza cinetica alla velocità media è stato posto eguale ad 1, in mancanza di diretti elementi di misura che consentissero di determinarne i valori effettivi.

Poichè, come è ben noto, a è sempre un po' maggiore dell'unità, la posizione $a=1$ conduce in generale a valori dell'altezza cinetica, e quindi di H , leggermente inferiori al vero, ed introduce di conseguenza un piccolo errore nel calcolo della cadente S per mezzo della (2). Precisamente, nell'ipotesi che a mantenga lo stesso valore in tutte le sezioni della corrente permanente (ipotesi certamente non lontana dal vero nel caso nostro, attesa l'estrema gradualità dei cambiamenti di velocità in gioco) sostituire a con l'unità equivale ad omettere nel primo membro della (2) l'addendo

$$-(a-1) \frac{d}{dx} \frac{V^2}{2g} \quad (6)$$

La quantità trascurata è evidentemente positiva nelle correnti ritardate e negativa in quelle accelerate: nelle prime si commette perciò nella valutazione di S un errore in difetto, nelle seconde uno in eccesso. In tutte le prove qui considerate l'entità dell'errore risulta però assolutamente irrilevante, perchè ambedue i fattori dell'espressione (6) assumono sempre valori piccolissimi.

In primo luogo, infatti, per i canali sperimentati, che hanno grandi dimensioni e limitata scabrezza, a non può superare l'unità che di pochi percento: il valore $a=1,05$ è probabilmente già in eccesso³. Quanto alla derivata dell'altezza cinetica, essa ha raggiunto i maggiori valori assoluti nei tronchi B_3 e C , nei quali — come vedremo nel Prospetto V del n. 6 — si è aggirata per tutte le prove rispettivamente attorno ai valori -10×10^{-6} e $-3,5 \times 10^{-6}$. Pertanto porre $a=1$ anzichè $a=1,05$ significa commettere nella valutazione di S un errore in difetto dell'ordine di $0,5 \times 10^{-6}$ nel tronco B_3 , e di $0,18 \times 10^{-6}$ nel tronco C . Per le prove sul primo tronco, nelle quali⁴ i valori di S erano compresi fra $56,1 \times 10^{-6}$ e 184×10^{-6} , l'errore percentuale va quindi dallo $0,3\%$ allo $0,9\%$, mentre per quelle sul secondo tronco, nelle quali la cadente S era compresa fra $28,0 \times 10^{-6}$ e 100×10^{-6} , l'errore percentuale va dallo $0,2\%$ allo $0,6\%$. Per le prove sui tronchi B_1 , B_2 e P , infine, nelle quali le condizioni del deflusso erano più vicine a quelle del moto uniforme, gli errori sono molto minori.

In tutti i casi, dunque, la piccolezza degli errori trovati assicura che l'assunzione $a=1$ non dimi-

³ Un'indicazione sull'ordine di grandezza di a si può ricavare dalla relazione empirica

$$a = 1 + \frac{210}{\chi^2} \quad (7)$$

stabilita da Bazin [2] sulla base di numerose esperienze di moto uniforme eseguite in canali rettangolari, trapezi e semicircolari. Applicata in via di approssimazione alle correnti permanenti qui considerate, nelle quali i valori di χ sono compresi fra 82 e 98 (cfr. il n. 6 e le figg. 7 e 8), la (7) fornirebbe valori di a variabili tra 1,022 e 1,031.

⁴ Esclusi gli ultimi 2,5 km della prova 10, per le ragioni che esporremo nel n. 6.

nuisse in misura apprezzabile l'attendibilità dei calcoli svolti⁵.

d) Tracciamento delle linee dei carichi totali e dei profili liquidi.

Come si è già accennato nel n. 2, per ogni prova si è fatta passare una curva compensatrice fra i punti sperimentali della linea dei carichi totali, cioè fra i punti ottenuti riportando le altezze cinetiche al disopra dei punti rilevati del profilo liquido.

L'equazione della curva compensatrice è stata scritta nel modo più semplice, eguagliando H ad un polinomio in x

$$H = \sum_{j=0}^m a_j x^j \quad (8)$$

il cui grado m è stato scelto con i criteri che esporremo tra poco. Per ciascun profilo rilevato gli $m+1$ coefficienti a_j del polinomio sono stati ricavati imponendo che i punti sperimentali della linea dei carichi totali avessero il minimo scarto quadratico medio dalla curva (8), cioè risolvendo le $m+1$ equazioni normali del metodo di minimi quadrati; equazioni che, dicendo H_i ed x_i le coordinate dei punti sperimentali ed n il numero di questi, si scrivono notoriamente:

$$\sum_{j=0}^m \left(\sum_{i=1}^n x_i^{j+k} \right) a_j = \sum_{i=1}^n x_i^k H_i \quad (9)$$

$(k = 0, 1, 2, \dots, m)$

Il calcolo così condotto attribuisce egual peso a tutti i punti sperimentali.

Nella scelta del valore dell'esponente m , cioè del tipo di curva compensatrice, abbiamo considerato separatamente i profili rilevati nei tronchi B_1 , B_2 e P e quelli rilevati nei tronchi B_3 e C .

In tutte le prove eseguite sui tronchi B_3 e C , nelle quali i punti sperimentali hanno messo in chiara evidenza la concavità verso l'alto delle linee dei carichi totali, si è provato dapprincipio ad assumere come curve compensatrici delle cubiche ($m=3$): la compensazione dei punti sperimentali si è subito dimostrata ottima, ma si è constatato che nelle zone di estremità era facile che le cubiche presentassero dei leggeri flessi, i quali, evidentemente causati dagli errori di osservazione dei punti estremi, erano privi di qualsiasi giustificazione fisica. Sostituendo alle cubiche delle parabole ad asse verticale, si è veduto che i flessi ovviamente scomparivano, mentre la compensazione non peggiorava in misura apprezzabile, giacchè gli scostamenti fra i due tipi di curve erano praticamente insensibili per quasi tutta la lunghezza dei tronchi sperimentali. In seguito a questa constatazione si sono in definitiva assunte

⁵ Anche Lee, Babbitt e Baumann [6] hanno posto $a=1$ nell'elaborazione dei dati sperimentali. Degli altri ricercatori ricordati nel n. 3, Mononobe [3] ha adoperato il valore $a=10/9$, senza darne giustificazione; Bazin [2] e Mitchell [5] hanno usato i valori di a determinati nelle loro canalette sperimentali in condizioni di moto uniforme.

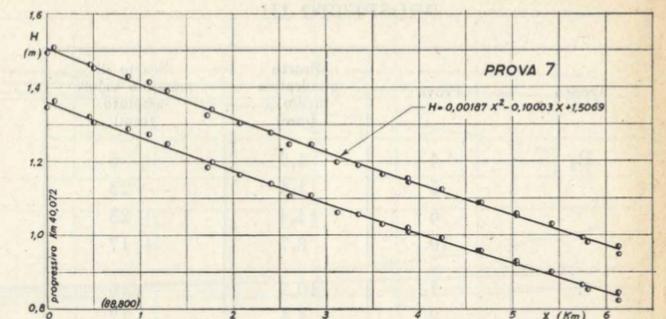


Fig. 5 - Canale di Chievo. Compensazione della linea dei carichi totali mediante un arco di parabola.

come curve compensatrici delle parabole: cioè si è posto $m=2$ nelle (8) e (9). Dalle parabole così tracciate si sono poi dedotte per punti in modo ovvio le curve rappresentatrici dei profili liquidi, risolvendo per tentativi rispetto ad h l'equazione (1), dopo avervi introdotto per H i valori forniti dalla (8). Osserviamo, di passaggio, che lungo ciascun profilo la legge di decrescenza dell'altezza cinetica da monte a valle è risultata sensibilmente rettilinea: quindi le curve rappresentatrici dei profili liquidi, ottenute sottraendo le altezze cinetiche alle parabole dei carichi totali, sono anch'esse approssimativamente paraboliche.

La fig. 5, relativa ad una delle prove effettuate sul tronco C , è un esempio illustrativo della buona approssimazione con la quale il procedimento indicato ha permesso di tracciare tanto le linee dei carichi totali quanto i profili liquidi. Per le altre prove eseguite sul tronco C e per quelle sul tronco

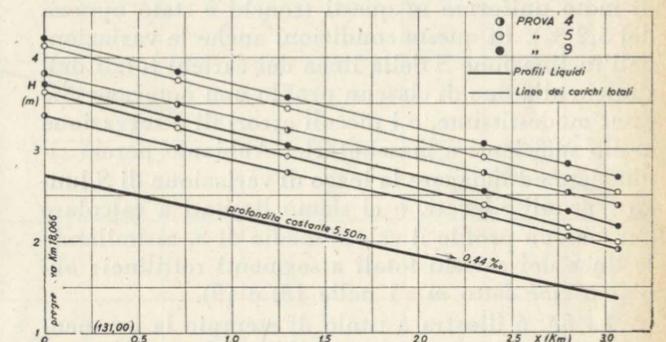


Fig. 6 - Galleria di Preabocco. Compensazione delle linee dei carichi totali mediante segmenti rettilinei.

B_3 i punti rilevati e le curve rappresentatrici dei profili sono visibili nelle figg. 7 e 8, nelle quali non abbiamo riportato le linee dei carichi totali per non nuocere alla chiarezza del disegno. A precisare quantitativamente il grado di approssimazione raggiunto, nel Prospetto III abbiamo calcolato gli scarti quadratici medi dei punti sperimentali (H_i , x_i) dalle curve interpolari (8), cioè i valori:

$$\mu = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n [H_i - H(x_i)]^2}{n}}$$

PROSPETTO III

Tronco	Prova	Scarto quadratico medio μ (mm)	Scarto di massimo valore assoluto (mm)
B ₃	4	4,2	± 6
	5	11,4	- 23
	6	14,4	± 25
	10	8,7	+ 17
C	1	10,2	- 16
	2	5,4	- 12
	7	8,9	- 16
	8	4,6	± 8

Lo stesso prospetto contiene anche gli scarti $H_i - H(x_i)$ di massimo valore assoluto riscontrati lungo ciascuna linea dei carichi totali. Tanto i valori di μ , quanto quelli degli scarti massimi assoluti sono molto bassi: i primi non superano 1,5 cm, i secondi 2,5 cm. La compensazione raggiunta rappresentando le linee dei carichi totali per mezzo di parabole appare dunque soddisfacente.

Nelle prove eseguite nei tronchi B₁ e B₂, tutte relative a correnti ritardate, e in quelle sul tronco P, relative invece a profili di chiamata, i punti sperimentali hanno sempre denunciato un andamento pressochè rettilineo della linea dei carichi totali. Questa circostanza trova facile spiegazione, se si osserva che lungo i tronchi in parola, a differenza di quanto si verificava nei tronchi B₃ e C, la profondità dell'acqua variava assai poco, sia per la relativa brevità dei profili rilevati, sia perchè il deflusso vi era molto prossimo all'uniforme (lo scostamento massimo tra profondità rilevata e profondità di moto uniforme in questi tronchi è stato appena del 5,2 %). In queste condizioni anche le variazioni dell'inclinazione S della linea dei carichi totali dall'inizio alla fine di ciascun profilo non potevano che esser modestissime, e i piccoli errori di osservazione erano sufficienti a mascherarle. Abbiamo perciò rinunciato ad indagare la legge di variazione di S lungo i profili rilevati, e ci siamo limitati a calcolare per ciascun profilo il valore medio di S, assimilando le linee dei carichi totali a segmenti rettilinei: abbiamo cioè fatto $m=1$ nelle (8) e (9).

La fig. 6 illustra a titolo di esempio la compensazione raggiunta per tre delle prove eseguite sul tronco P; i profili liquidi vi sono rappresentati schematicamente dalle spezzate congiungenti i punti sperimentali. Inoltre nel Prospetto IV sono raccolti i valori dello scarto quadratico medio μ e dello scarto massimo assoluto. Se si eccettua la prova 9 sul tronco B₁, nella quale gli scarti sono più sensibili, il Prospetto dimostra che nei tronchi B₁, B₂ e P l'approssimazione raggiunta rappresentando le linee dei carichi totali per mezzo di segmenti di retta, non è stata inferiore a quella che negli altri tronchi si era ottenuta dalla rappresentazione mediante parabole: talvolta, come nelle prove 4 e 6 del tronco B₁, è riuscita anzi superiore.

Per tutte le prove, una volta individuata la curva compensatrice dei carichi totali, si è ottenuta la

legge di variazione della cadente S lungo la corrente, facendo sistema della (8) e della (2):

$$S = - \sum_{j=1}^m a_j x^{j+1} \quad (10)$$

Naturalmente, S è risultata linearmente decrescente da monte verso valle nei tronchi B₃ e C, mentre negli altri tronchi ha assunto un valore unico per ogni prova.

PROSPETTO IV

Tronco	Prova	Scarto quadratico medio μ (mm)	Scarto di massimo valore assoluto (mm)
B ₁	4	1,8	+ 3
	5	11,7	- 20
	6	2,1	+ 3
	9	32,8	- 73
B ₂	5	7,8	+ 11
	6	15,0	- 24
	9	13,7	+ 24
P	4	8,4	+ 13
	5	6,9	- 9
	6	9,6	- 14
	9	9,3	+ 11

6. Applicabilità delle formule del moto uniforme.

a) Prove sui tronchi B₃ e C.

Le già citate figg. 7 e 8 e il Prospetto V contengono in sintesi gli elementi caratteristici delle 8 correnti rilevate in questi tronchi.

Nei diagrammi inferiori delle due figure i profili liquidi dedotti dalle parabole compensatrici dei carichi totali sono associati ai corrispondenti profili di moto uniforme: le profondità h_0 di questi ultimi, non rilevate sperimentalmente, sono state calcolate con la formula di Gauckler-Manning-Strickler, assumendo per l'indice di scabrezza i valori $k=70$ nel tronco B₃ e $k=74,5$ nel tronco C, valori che — come vedremo fra poco — sono intermedi fra quelli dedotti in condizioni di moto permanente. Per precisare in qual misura le correnti studiate differissero dalle corrispondenti correnti uniformi, il Prospetto V riporta i valori del rapporto η fra le profondità h di moto permanente e quelle h_0 di moto uniforme, calcolati nella sezione iniziale e in quella finale di ciascun profilo. Per le stesse sezioni esso riporta anche le cadenti S ricavate dalla (10): si vede che i valori medi di S lungo i singoli profili sono dell'ordine di $1/2 \div 1/4$ delle pendenze del fondo, e che alla fine di ciascun profilo la cadente si riduce nel tronco B₃ al 35 ÷ 50 per cento del valore iniziale, nel tronco C al 60 ÷ 75 per cento.

Al disopra dei profili liquidi, le figg. 7 e 8 mostrano i diagrammi dei coefficienti χ di Chézy, tracciati per punti in modo ovvio a partire dalla (3).

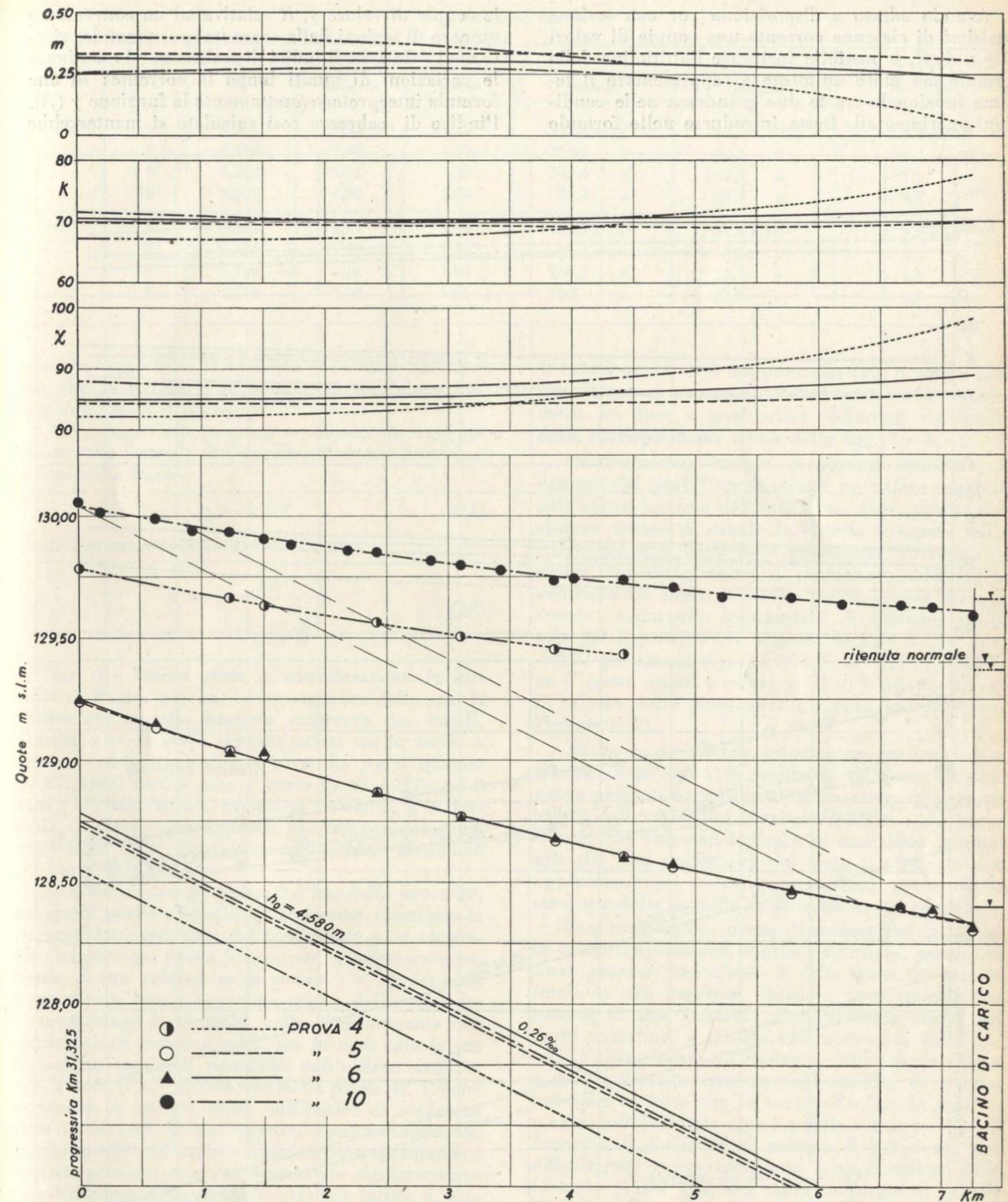


Fig. 7 - Profili liquidi e indici di scabrezza per le prove sul tronco B (sezione trapezia).

Essi ascendono molto lentamente verso valle, raggiungendo alla fine di ogni profilo un'ordinata che supera appena del 2 ÷ 5 % quella iniziale⁶. Sol-

⁶ La piccolezza delle variazioni di χ spiega come Bazin abbia potuto interpretare soddisfacentemente alcuni profili sperimentali ponendo $\chi = \text{cost}$ (v. n. 3).

tanto il diagramma della prova 10, sul quale avremo occasione di ritornare nel seguito, presenta un andamento un po' diverso: χ si mantiene pressochè costante per i primi 5 km, poi aumenta rapidamente fino a raggiungere alla fine del tronco un valore superiore del 12 % a quello iniziale.

Avendo adesso a disposizione per una sezione qualsiasi di ciascuna corrente una coppia di valori di χ e di R , è possibile verificare l'attitudine delle formule del moto uniforme a rappresentare il legame funzionale tra le due grandezze nelle condizioni sperimentali. Basta introdurre nelle formule

le coppie di valore χ , R relative ad un conveniente numero di sezioni della corrente sperimentale, ricavarne i valori degli indici di scabrezza ed esaminare le variazioni di questi lungo la corrente: se una formula interpretasse esattamente la funzione $\chi(R)$, l'indice di scabrezza così calcolato si manterrebbe

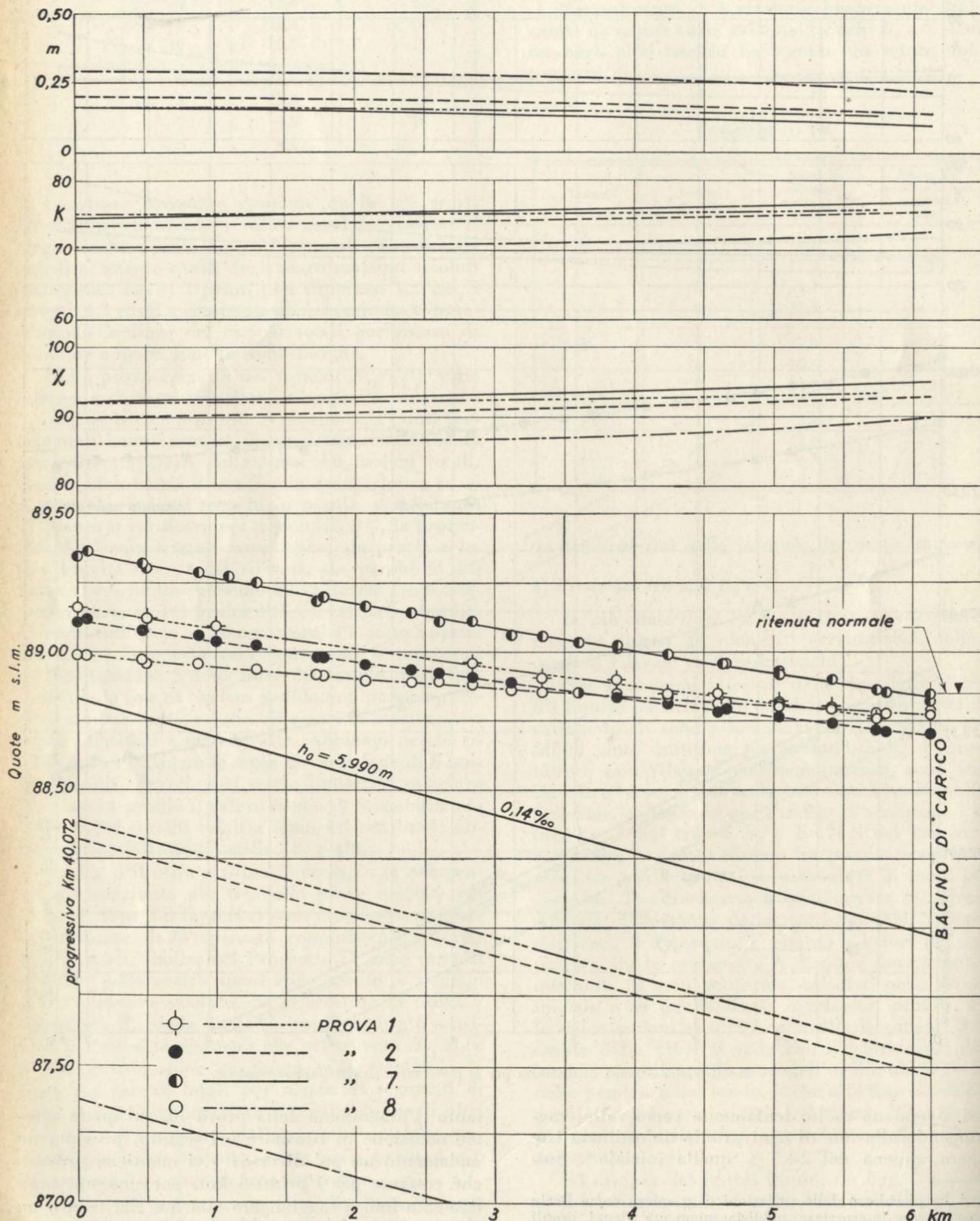


Fig. 8 - Profili liquidi e indici di scabrezza per le prove sul tronco C (sezione pentagonale).

PROSPETTO V

Tronco	Prova	h_0 (m)	$\eta = h/h_0$		S		$\frac{d}{dx} \left(\frac{V^2}{2g} \right)$
			massimo	minimo	massima	minima	
B ₃	4	4,347	1,46	1,28	113,8 x 10 ⁻⁶	64,1 x 10 ⁻⁶	- 9,2 x 10 ⁻⁶
	5	4,529	1,32	1,10	179,3 »	92,8 »	-10,7 »
	6	4,580	1,31	1,10	183,6 »	90,2 »	-11,2 »
	10	4,547	1,60	1,28	99,9 »	36,4 »	- 9,4 »
C	1	5,545	1,21	1,14	81,9 x 10 ⁻⁶	61,7 x 10 ⁻⁶	- 3,7 x 10 ⁻⁶
	2	5,481	1,22	1,14	83,3 »	60,0 »	- 3,5 »
	7	5,990	1,14	1,09	100,0 »	77,1 »	- 3,5 »
	8	4,536	1,50	1,35	45,1 »	28,0 »	- 2,5 »

costante lungo tutta la corrente (beninteso nell'ipotesi che la natura e le condizioni dell'alveo non cambino lungo il percorso).

Nelle figg. 7 e 8 questo procedimento è stato applicato alla formula di Gauckler-Manning-Strickler, scritta nella forma

$$\chi = k R^{1/6} \quad (11)$$

e alla formula semplificata di Kutter

$$\chi = \frac{100}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}} \quad (12)$$

Non si è invece presa in considerazione la formula di Bazin, perchè, in conseguenza delle grandi dimensioni e della limitata scabrezza dei canali, l'indice γ vi avrebbe assunto valori molto vicini a zero, o addirittura negativi (si ha $\gamma \leq 0$ quando $\chi \geq 87$, e nel nostro caso χ varia da 82 a 98): ed è noto [10] che in tale campo di valori di γ la formula di Bazin non fornisce una rappresentazione accettabile della dipendenza di χ da R nemmeno nel moto uniforme.

Se si escludono gli ultimi 2,5 km della prova 10, nei quali anche gli indici di scabrezza risentono la già segnalata anomalia del coefficiente χ , si riconosce che per ogni prova k mantiene praticamente costante il suo valore: nelle prove 5 e 10 decresce leggermente lungo la prima parte della corrente e cresce lungo la seconda, nelle altre aumenta con continuità da monte a valle, ma in ogni caso la sua variazione totale si mantiene nell'ordine dell'1 ÷ 3 % (tocca il 3,7 % soltanto nella prova 4). Poichè variazioni di questa entità dell'indice di scabrezza sono irrilevanti ai fini pratici, risulta dimostrato che le perdite di carico delle correnti permanenti studiate possono essere rappresentate con buona approssimazione dalla formula (11) con indice di scabrezza costante lungo ogni profilo.

La stessa conclusione vale per la formula di Kutter, anche se le variazioni dell'indice m sono percentualmente molto maggiori di quelle di k : dell'ordine di 10 volte. Infatti l'espressione (12) di χ è molto meno sensibile alle variazioni di m , di quanto non lo sia la (11) alle variazioni di k ; per conseguenza, se lungo ogni profilo sperimentale si calcolano i coefficienti χ introducendo nella (11)

il valore medio di k oppure nella (12) il valore medio di m , si ottengono valori pressochè coincidenti fra loro e pochissimo differenti da quelli della corrispondente curva delle figg. 7 e 8.

Praticamente, dunque, si possono associare ad ognuno dei profili sperimentati un valore costante dell'indice k e uno dell'indice m . Anzi, poichè per ciascun tronco di canale la striscia occupata dalle curve dei k e degli m è abbastanza ristretta, in prima approssimazione si potrebbero addirittura assumere un unico k ed un unico m per ciascun tronco: tollerando scostamenti di qualche entità solo per le prove 4 e 8, si potrebbe fare $k=70$, $m=0,31$ nel tronco B₃, e $k=74,5$, $m=0,16$ nel tronco C (sono questi i valori medi di k adoperati per il calcolo delle profondità di moto uniforme nel Prospetto V).

Anche se di limitata importanza pratica, le variazioni degli indici di scabrezza dall'una all'altra prova presentano però qualche carattere di sistematicità: tali variazioni meritano pertanto un breve esame, che valga ad indicare se esse siano imputabili alla non uniformità del moto o piuttosto alle approssimazioni e schematizzazioni insite nella struttura delle formule di moto uniforme adoperate.

Esse potrebbero invero dipendere dal fatto che le correnti sperimentate erano ritardate, perchè in linea generale la cadente S della linea dei carichi totali in una corrente ritardata deve considerarsi somma di due termini: uno, presente anche nel moto uniforme, è dovuto alla resistenza delle pareti; l'altro, legato all'esistenza della decelerazione e verisimilmente crescente col modulo di questa, consegue al fatto che in moto ritardato la trasformazione dell'energia cinetica nelle forme potenziali (energia di posizione ed energia di pressione) può difficilmente essere completa. L'applicazione delle formule (11) e (12) del moto uniforme al calcolo di S in moto ritardato, come l'abbiamo ora svolta, conduce evidentemente a conglobare negli indici di scabrezza l'effetto delle perdite di carico per rallentamento e l'effetto delle perdite dovute alla resistenza delle pareti: se le prime perdite non fossero trascurabili di fronte alle seconde, si dovrebbero dunque trovare valori di k tanto minori (o valori di m tanto maggiori) quanto maggiore è il modulo dell'accelerazione.

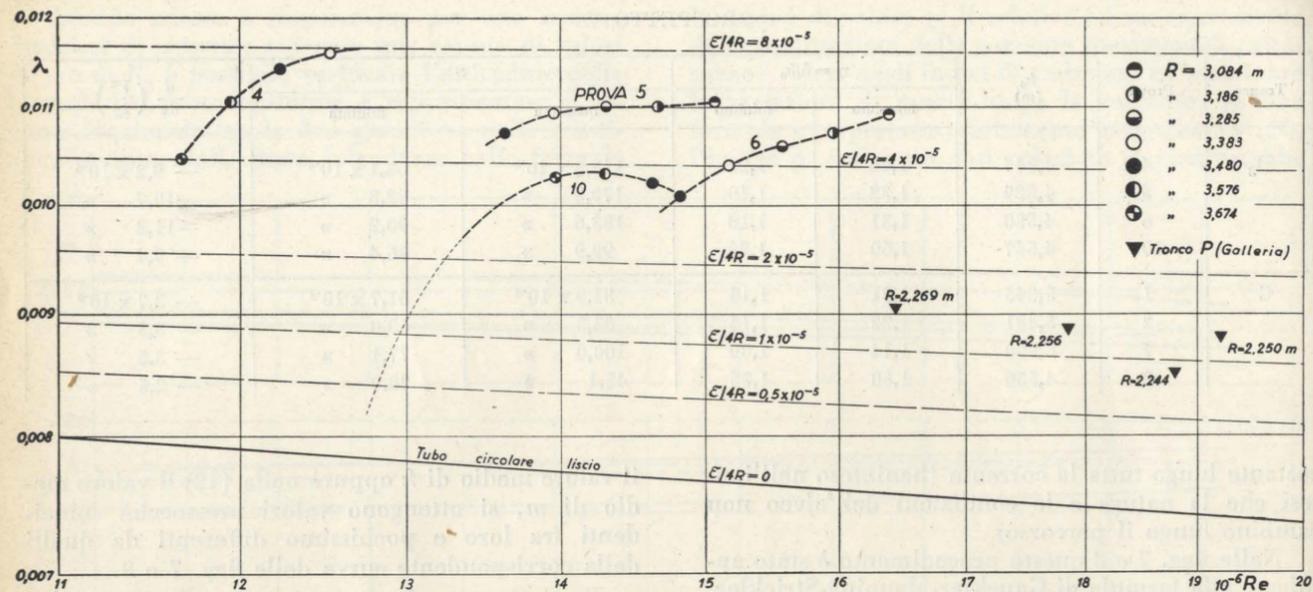


Fig. 9 - Diagrammi λ (Re) per i tronchi a sezione trapezia e per la galleria di Preabocco.

Nelle condizioni delle esperienze, questo criterio non ha dato luogo a riconoscere alcun effetto delle perdite per rallentamento. Per giungere a questa constatazione si sono tracciati per le singole prove i diagrammi dell'altezza cinetica lungo l'asse del canale, le cui inclinazioni $-\frac{d}{dx}\left(\frac{V^2}{2g}\right)$ sono proporzionali alle accelerazioni⁷. Tutti i diagrammi sono apparsi praticamente rettilinei, e i valori delle inclinazioni sono risultati quelli raccolti nell'ultima colonna del Prospetto V. Per le prove eseguite sopra un medesimo tronco il confronto di questi valori con quelli degli indici k ed m dimostra che le accelerazioni e gli indici di scabrezza non si corrispondono in modo da indicare un'influenza delle perdite per rallentamento. Un'influenza del genere sembrerebbe semmai emergere dal paragone di un tronco con l'altro, basato sugli indici di scabrezza medi dianzi determinati, giacché il tronco C, nel quale i moduli delle accelerazioni sono minori che nel tronco B₃, si comporta come più liscio. Ma la conclusione non regge se si fanno entrare nel confronto anche i tronchi B₁ e B₂ nei quali la $\frac{d}{dx}\left(\frac{V^2}{2g}\right)$ è dell'ordine di -1×10^{-6} , cioè ha modulo ancora minore che nel tronco C: se influenza delle perdite per rallentamento vi fosse, in questi tronchi si dovrebbero avere valori di k maggiori di quello (74,5) del tronco C. Vedremo invece nel seguente comma b) che è vero proprio il contrario, giacché il k medio dei tronchi B₁ e B₂ è di 71,5.

In definitiva, tanto il paragone fra le diverse prove eseguite in ciascun tronco, quanto il confronto tra i diversi tronchi del canale dimostra che

⁷ L'accelerazione con la quale una particella percorre la sua traiettoria (accelerazione sostanziale) in moto permanente vale infatti:

$$\frac{dV}{dt} = \frac{dV}{dx} \frac{dx}{dt} = \frac{dV}{dx} V = \frac{d}{dx} \left(\frac{V^2}{2} \right)$$

nelle condizioni sperimentali le perdite per rallentamento erano insensibili, come del resto ci si poteva attendere, data l'esiguità delle decelerazioni in gioco. Le modeste differenze riscontrate fra i valori medi degli indici k ed m nei diversi tronchi dipendono verosimilmente da piccole differenze di scabrezza del rivestimento, non rilevabili dalla semplice ispezione visiva dei canali (qualche influenza potrebbe forse esercitare anche la forma della sezione trasversale, che è trapezia nel tronco B₃ e pentagonale in tutti gli altri; ma con gli elementi a disposizione non è possibile discriminare questa eventuale influenza da quella della scabrezza). Nelle differenze tra le prove eseguite in uno stesso tronco, è facile invece riconoscere gli indizi di uno scostamento della legge di resistenza dalla forma quadratica (3).

Servono all'uopo i diagrammi delle figg. 9 e 10, nei quali per ciascun profilo sperimentale si sono tracciate per punti le curve λ (Re), aventi in ordinate i valori dell'indice di resistenza

$$\lambda = S \frac{4R}{V^2} = \frac{8g}{\chi^2}$$

e in ascisse quelli del numero di Reynolds

$$Re = \frac{4RV}{\nu}$$

con ν viscosità cinematica dell'acqua⁸.

Per studiare in questa rappresentazione le leggi

⁸ Com'è noto, ν dipende sensibilmente dalla temperatura dell'acqua. Poiché questa non è stata misurata nel corso delle prove, in via di approssimazione ci siamo riferiti alle effemeridi delle temperature dell'Adige a Trento, pubblicate per molti anni dall'Ufficio Idrografico Centrale dell'Impero Austro-Ungarico [11]. Abbiamo potuto consultare i dati di 16 anni (1896-1905 e 1907-1912), ed abbiamo constatato che la temperatura rilevata in un determinato giorno variava poco da un anno all'altro: in particolare per i giorni interessati

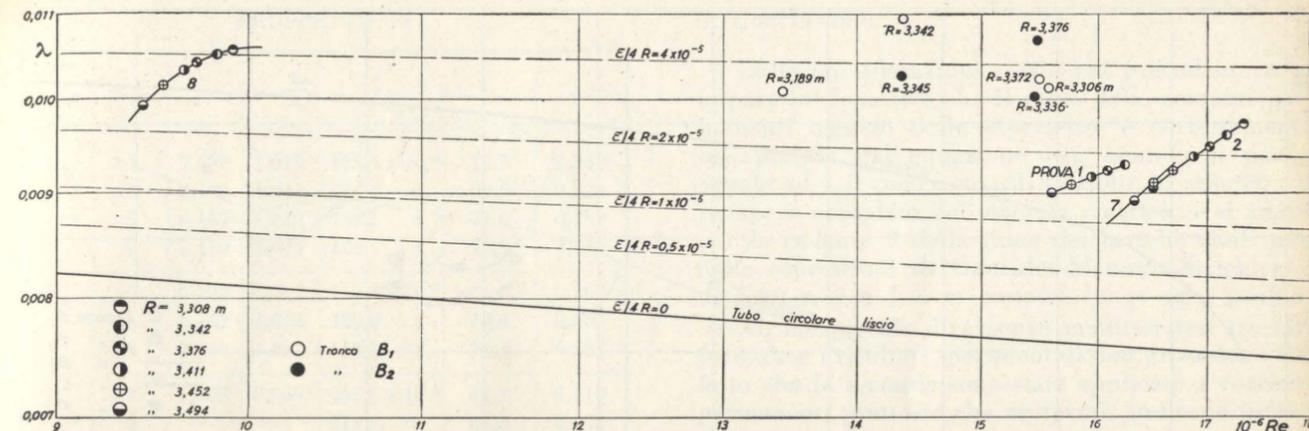


Fig. 10 - Diagrammi λ (Re) per i tronchi a sezione pentagonale.

di resistenza delle correnti a pelo libero, occorre esaminare come al variare della velocità variano λ ed Re in un alveo di forma assegnata e con una determinata profondità d'acqua. Quando si studiano correnti uniformi, un tale esame si può condurre soltanto variando le pendenze di fondo dei canali da una prova all'altra [12]. Ma nel caso delle nostre esperienze di moto permanente basta andare a scegliere sui singoli profili rilevati le sezioni che hanno la stessa profondità d'acqua; ciò è stato fatto nelle figg. 9 e 10, rispettivamente per il tronco B₃ e per il tronco C, indicando con simboli eguali i punti che corrispondono alla stessa profondità e quindi allo stesso raggio idraulico R . Se in ogni figura si congiungessero fra loro i punti aventi lo stesso simbolo, si otterrebbero delle spezzate con un andamento generale di discesa nel verso degli Re crescenti: ciò dimostra, come è noto, che le correnti studiate non sono puramente turbolente, ma appartengono a quel regime, cosiddetto di transizione, nel quale si risentono ad un tempo l'influenza della viscosità e quella della scabrezza. A riprova di questa constatazione, abbiamo tracciato nelle figg. 9 e 10 alcune delle curve rappresentatrici della formula di Colebrook:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{1}{14,86} \frac{\varepsilon}{R} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \quad (13)$$

(la quale — proposta originariamente per le correnti in pressione — si è dimostrata applicabile

dalle prove (v. Prospetto II) gli scostamenti tra i valori singoli e le medie del sedicennio non hanno quasi mai superato in modulo i 4°C. Abbiamo perciò calcolato i valori di ν per i giorni delle prove in base alle seguenti temperature, medie del sedicennio a Trento:

Prova:	1	2	4	5	6	7	8	9	10
temperatura (°C):	12	15	2	3	5	8	9	5	5

Per temperature di quest'ordine, l'incertezza di $\pm 4°C$ rappresenta in media un'incertezza di $\pm 12\%$ nei valori di $1/\nu$, e quindi in quelli di Re . Di fronte a incertezze di questa entità, non abbiamo ritenuto di apportare alcuna correzione alle temperature misurate a Trento, per riferirle alla presa di Ala, data anche la breve distanza fra le due località (~ 40 km).

anche ai canali a scabrezza naturale [12]): coll'essere chiaramente discendenti, esse confermano che nella zona occupata dai punti sperimentali il regime puramente turbolento non è ancora raggiunto. Purtroppo, a causa specialmente delle incertezze che gravano sui valori del numero di Reynolds⁸, i punti sperimentali non offrono una base sufficientemente sicura per stabilire un paragone completo con le curve di Colebrook⁹. È soltanto possibile valutare l'ordine di grandezza del parametro lineare ε , che nella (13) è assunto convenzionalmente a rappresentare l'altezza media delle asperità della parete: ε , che sembra variare notevolmente con la profondità dell'acqua, vale mediamente 0,67 mm per il tronco B₃ e 0,27 mm per il tronco C. Ma la semplice constatazione che le correnti sperimentali erano in regime di transizione basta a fornire una spiegazione, almeno qualitativa, delle variazioni degli indici k ed m nelle figg. 7 e 8. Infatti nel regime di transizione la cadente S per una data scabrezza e una data profondità d'acqua non è proporzionale a V^2 , come vorrebbe la (3), ma ad una potenza della velocità di esponente minore: perciò gli indici di scabrezza delle formule basate sulla (3) variano con la velocità, in modo da compensare gli errori provocati dall'aver assunto S proporzionale a V^2 . Difatti, paragonando correnti di portata diversa e di eguale profondità (per esempio le prove 1, 2, 8), è facile verificare nelle figg. 7 e 8 che le variazioni di k o di m sono sempre tali da rendere χ una funzione crescente di V : la presenza di χ al denominatore della (3) equivale così ad una diminuzione dell'esponente di V al numeratore.

Dobbiamo da ultimo accennare alle possibili ragioni dell'andamento anomalo della curva dei coefficienti χ della prova 10, le cui conseguenze sono ben visibili anche nelle curve dei k e degli m e nel diagramma di fig. 9. La rapidissima discesa di que-

⁹ Nel caso della fig. 10, si fanno sentire anche le incertezze relative alle prove 1 e 8 già ricordate nel n. 4 c). Così nel caso della prova 8, poiché la corrente risentiva l'azione frenante del vento, è probabile che i relativi valori dell'indice di resistenza λ siano in eccesso, ma non è possibile precisare di quanto. Se per esempio depurarli dell'azione del vento significasse ridurli di un 7%, le linee congiungenti i punti della prova 8 con quelli delle prove 1-2-7 diventerebbero praticamente parallele alle curve di Colebrook.

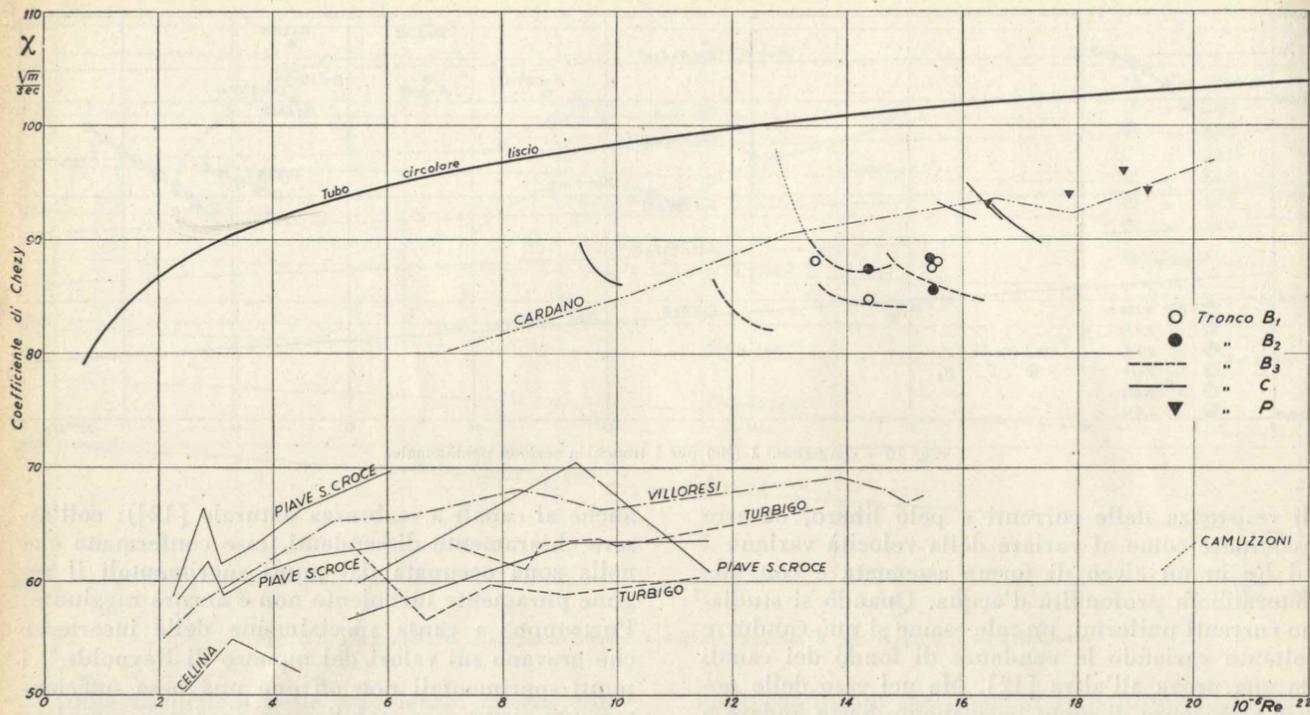


Fig. 11 - Confronto con esperienze di moto uniforme su altri grandi canali.

sto diagramma, che giunge fin quasi a toccare la curva dei tubi lisci, dimostra che i valori di χ ricavati nell'ultimo tratto del tronco sperimentale sono inammissibili (nella sezione terminale la rugosità ε sarebbe di appena 0,045 mm!); si deve perciò ritenere che qualche errore di misura o un vizio del procedimento di elaborazione dei dati abbiano condotto a determinare valori di S inferiori al vero — e quindi per la (3) valori di χ in eccesso — a valle del km 5. Effettivamente non si può escludere che nel gruppo di idometri al termine del profilo si sia accidentalmente verificata una concentrazione di errori positivi nelle letture delle quote d'acqua. Ma anche la scelta di una parabola ad asse verticale come curva compensatrice dei carichi totali può considerarsi almeno in parte responsabile dell'anomalia riscontrata. La curvatura di tale linea infatti va continuamente crescendo da monte verso valle. Invece teoria ed esperienza concordano [5] nell'indicare che lungo le correnti lente rigurgitate negli alvei a debole pendenza la curvatura del profilo liquido presenta un massimo nella zona in cui il rapporto $\eta = h/h_0$ vale all'incirca $1,2 \div 1,3$, mentre per gli η minori decresce verso monte, per gli η maggiori decresce verso valle; lo stesso può evidentemente dirsi della linea dei carichi totali. Le parabole ad asse verticale sono perciò particolarmente adatte a rappresentare le linee dei carichi totali per $\eta < 1,30$, come nelle prove 1, 2, 5, 6, 7. Ma per $\eta > 1,30$ possono dar luogo a qualche scostamento, tanto più sensibile quanto maggiore è η , cioè quanto più l'arco utilizzato della parabola è vicino al vertice: è il caso delle prove 4 e 8, che dimostrano scostamenti incipienti ($\eta_{\max} = 1,50$), e soprattutto della prova 10 ($\eta_{\max} = 1,60$).

Comunque, il fatto che il diagramma dei χ per la prova 10 abbia nei primi 5 km un andamento

analogo a quelli di tutte le altre prove, dimostra che le accennate cause di errore agiscono in misura sensibile solo negli ultimi 2,5 km del profilo. A questo proposito si può inoltre osservare che le due prove 5 e 10, avendo praticamente la stessa portata (la differenza delle portate, pari allo 0,7 %, è certo inferiore all'approssimazione delle misure) equivalgono ad un'unica esperienza eseguita sopra un ideale tronco di canale prismatico, lungo il quale la profondità dell'acqua potesse variare da $1,10 h_0$ a $1,60 h_0$. Se infatti nella fig. 7 il profilo della prova 5 viene fatto traslare verso monte parallelamente al fondo di 6,3 km, esso si dispone in prosecuzione di quello della prova 10: gli archi dei due profili compresi fra le due rette a tratti lunghi parallele al fondo si sovrappongono esattamente¹⁰. La lunghezza del tronco ideale è dunque di 13,8 km: e le curve di fig. 7 dimostrano che gli indici di scabrezza k ed m si mantengono praticamente costanti per i primi 11,5 km del suo sviluppo.

b) Prove sui tronchi B_1 , B_2 e P .

Abbiamo già accennato nel n. 5 d) che in questi tronchi, nei quali le profondità delle correnti sperimentali sono sempre state vicinissime alle profondità di moto uniforme, non abbiamo indagato le variazioni della cadente S lungo i profili rilevati, ma ci siamo limitati a calcolarne il valore medio S_m lungo ciascun profilo. Associando poi ad S_m gli elementi della sezione trasversale situata a metà del relativo tronco, ne abbiamo dedotto i valori medi k_m ed m_m degl'indici di scabrezza delle (11) e (12).

¹⁰ Una analoga saldatura si verificherebbe approssimativamente anche fra le due curve della fig. 9, se le due prove fossero state eseguite alla stessa temperatura.

PROSPETTO VI

Tronco	Prova	h_0	$\eta_m = \frac{h_m}{h_0}$	S_m	k_m	m_m
B_1	4	5,892	1,018	$125,4 \times 10^{-6}$	73,5	0,239
	5	6,108	1,041	126,2 »	69,2	0,329
	6	6,167	1,042	117,6 »	71,6	0,259
	9	6,130	1,023	124,7 »	72,3	0,246
B_2	5	6,108	1,042	$117,8 \times 10^{-6}$	71,5	0,260
	6	6,167	1,044	122,0 »	70,0	0,305
	9	6,130	1,035	118,3 »	72,3	0,237
P	4	6,280	0,969	$465,5 \times 10^{-6}$	81,3	0,110
	5	—	—	514,5 »	82,1	0,095
	6	—	—	524,6 »	82,4	0,087
	9	—	—	488,6 »	84,0	0,061

I risultati dei calcoli sono riuniti nel Prospetto VI. Per precisare gli scostamenti dal moto uniforme, il Prospetto contiene anche i valori η_m che il rapporto h/h_0 assume nella sezione situata a metà di ogni tronco. Le profondità h_0 di moto uniforme sono state calcolate introducendo nella formula (11) le medie dei valori di k_m di ciascun tronco. A differenza di tutte le altre, le correnti realizzate nel tronco in galleria P erano leggermente in chiamata, come risulta dal paragone fra le cadenti S e la pendenza del fondo (440×10^{-6}); è anzi interessante notare che nelle prove 5, 6 e 9 sono defluite in moto accelerato attraverso la galleria portate alquanto superiori alla massima ($135,7 \text{ m}^3/\text{sec}$) che la galleria sarebbe in grado di convogliare in moto uniforme.

I valori degl'indici di scabrezza dei tronchi B_1 e B_2 sono vicini a quelli del tronco B_3 (fig. 7); quelli della galleria denotano invece una scabrezza molto minore.

Anche per queste prove abbiamo infine calcolato le coppie di valori λ , Re , e riportato i punti corrispondenti nelle figg. 9 e 10: tutti naturalmente cadono nella zona di transizione, anzi quelli relativi alla galleria sono molto vicini alla curva dei tubi lisci: la rugosità ε della formula (13) di Colebrook vale in media 0,53 mm per i tronchi B_1 e B_2 e 0,12 mm per la galleria.

c) Paragone con altri grandi canali italiani.

Nel piano coordinato χ , Re di fig. 11 (sostanzialmente equivalente a quello λ , Re delle figg. 9 e 10), i risultati ottenuti per i vari tronchi sono posti a raffronto con quelli ricavati da misure di moto uniforme su alcuni grandi canali italiani [10]. Il comportamento dei canali del Medio Adige appare molto simile a quello del canale in galleria di Cardano. In particolare, in ambedue i canali la scabrezza del rivestimento è così bassa che la legge di resistenza non può essere a rigore scritta sotto la forma quadratica. A questo proposito, merita di essere sottolineato il fatto, che l'analogia col canale di Cardano non si limita al tronco in galleria P , ma si estende anche ai tronchi allo scoperto, nonostante che il rivestimento di questi sia più esposto all'azione deteriorante degli agenti atmosferici.

7. Conclusione.

Dalle considerazioni svolte nel precedente n. 6 appare in definitiva che il moto delle correnti permanenti oggetto delle esperienze è correttamente interpretato dall'equazione (2), quando si ponga eguale ad 1 il coefficiente di Coriolis, si ammetta il recupero completo dell'energia cinetica, e si adotti per la cadente S della linea dei carichi totali una delle espressioni di Gauckler-Manning-Strickler o di Kutter, con k o m costanti lungo ogni profilo.

Alcune piccole divergenze manifestatesi fra tali formule e i risultati sperimentali non dipendono dal fatto che le formule sono state applicate a correnti permanenti piuttosto che uniformi; indicano invece che esse sarebbero state inadeguate a rappresentare anche il moto uniforme, perchè a causa delle grandi dimensioni e della bassa scabrezza degli alvei il deflusso non era puramente turbolento, e quindi la legge di resistenza non era quadratica.

Tuttavia con le profondità e le velocità realizzate durante le esperienze, gli errori provocati dall'uso delle citate formule quadratiche si mantengono entro i consueti limiti di approssimazione dei calcoli pratici.

Costantino A. Fassò

BIBLIOGRAFIA

1. B. GENTILINI e F. RAMPONI, *Ricerche sui canali degli impianti del Medio Adige*, « L'Energia Elettrica », luglio 1950.
2. H. DARCY e H. BAZIN, *Recherches hydrauliques. Première partie: Recherches expérimentales sur l'écoulement de l'eau dans les canaux découverts*, Parigi, 1865.
3. N. MONONOBE, *Back-water and Drop-down Curves for Uniform Channels*, « Proceedings A.S.C.E. », maggio 1936.
4. W. M. LANSFORD e W. D. MITCHELL, *An Investigation of the Backwater Profile for Steady Flow in Prismatic Channels*, « University of Illinois, Bulletin », vol. 46, n. 51, marzo 1949.
5. W. D. MITCHELL, *Stage - Fall - Discharge Relations for Steady Flow in Prismatic Channels*, Geological Survey Water-Supply Paper 1164, Washington 1954.
6. M. LEE, H. E. BABBITT, E. R. BAUMANN, *Gradually Varied Flow in Uniform Channels on Mild Slopes*, « University of Illinois Bulletin », vol. 50, n. 28, novembre 1952.
7. C. J. POSEY, *Discussione della memoria: M. E. VON SEGGERN, Integrating the Equation of Nonuniform Flow*, « Proceedings A.S.C.E. », settembre 1949.
8. A. MARAZIO, *Livellazione di alta precisione lungo il canale di derivazione, della SIMA tra Ala di Trento e Chievo di Verona*, « L'Energia Elettrica », settembre 1950.
9. F. RAMPONI, *Sul moto dell'acqua nei canali aperti ad asse curvilineo*, « L'Energia Elettrica », aprile 1940.
10. G. DE MARCHI, *Correnti uniformi entro grandi condotte e grandi canali*, « L'Energia Elettrica », agosto 1936.
11. *Jahrbuch des k.k. hydrographischen Zentralbureaus, VII-Das Etsch-Gebiet*, Vienna 1896-1912.
12. E. MARCHI, *Il movimento uniforme nelle correnti a pelo libero*, « La Ricerca Scientifica », agosto 1956.

completo. Questa quota è valida anche se la macchina non lavora, perchè è basata sulla perdita di modernità;

b) una quota di ammortamento in più, che dipende dal lavoro compiuto oltre le 2000 ore annue di base, tale da rendere l'accumulo della riserva per sostituzione tanto più rapido quanto più la macchina è sfruttata.

Si è occupato recentemente di questo argomento in Francia lo Jacobson (1) e in Italia lo Zignoli (2), che utilizza la formula:

ammortamento annuo su 200 ore mensili per 10 mesi annui (= 2000 ore/anno)

$$a = C \left(\frac{1}{n_a} + \frac{0,1 n_r}{n_a} \right) \quad [2]$$

ammortamento orario su 2000 ore annue di lavoro

$$\frac{C}{2000} \left(\frac{1}{n_a} + \frac{0,1 n_r}{n_a} \right) \quad [3]$$

ammortamento orario per ore mensili $0_m > 200$

$$\frac{C}{2000} \left(\frac{1}{n_a} + \frac{0,1 n_r}{n_a} \right) \frac{0,20 0_m + 60}{100} \quad [4]$$

essendo:

n_a gli anni di vita totali;

n_r gli anni di vita residui.

Con questo sistema (per le cui applicazioni si veda la tabella I) si hanno quote man mano decrescenti, cioè l'ammortamento è massimo per i primi cantieri serviti, e si tiene il dovuto conto delle ore di lavoro oltre le normali.

Manutenzione.

Si distingue una manutenzione ordinaria (pulizia giornaliera, verifica settimanale, lubrificazione, ingrassamento) da una straordinaria (riparazione di guasti con eventuale sostituzione di parti di ricambio).

(1) JACOBSON M., *Tecniche des Travaux*, Beranger, Paris 1955.

(2) ZIGNOLI V., *Il Cantiere Edile, organizzazione razionale*, Hoepli, Milano, 1957.

In Francia la Federation National des Travaux Publics (3) consiglia come accettabili, sulla base delle 2000 ore annue di lavoro, le percentuali suggerite dalla tabella II e riferite al costo di provvista a nuovo. Di esse si considera che il 35% si riferisca a parti di ricambio, il 30% a spese di riparazione e il resto a salari per manutenzione ordinaria.

TAB. II. - TABELLA DEGLI AMMORTAMENTI SECONDO LA FÉDÉRATION NAT. DES TRAVAUX PUBLICS.

	Anni di vita	Costo di manutenz. annuo in % del costo iniziale
Autocarri	4	20
Rimorchi per autocarri	6	10
Dumpers Diesel	4	20
Trattori Diesel	2,5	25
Apripista	3	25
Ruspe	5	15
Motoruspe	3	25

Per gli Stati Uniti, invece il Gabay (4) fornisce la tabella riportata nella Tav. III.

Magazzinaggio.

Per calcolare approssimativamente questa spesa occorre tener conto dei mq di superficie di magazzino occupati dalla varie macchine e dei giorni nei quali esse sono immagazzinate.

Secondo lo Zignoli (5) la spesa annua (1954) per mq sarebbe:

Terreno e locale	L. 1.500.
Sorveglianza	» 500.
Servizi	» 250.
Spese generali	» 250.
Totale	L. 2.500.

Consumo di carburante e di lubrificanti.

Il consumo di carburante può approssimativamente valutarsi in base alla seguente formula:

$$\text{Consumo di carburante (Kg/h)} = N c k; \quad [5]$$

(3) BARIME DE BASE, Paris, 3 Rue de Berri.

(4) GABAY A., *Les Engins mecaniques de chantier*, Paris, 1953.

(5) ZIGNOLI V., op. citata.

in cui:

N è la potenza effettiva del motore in HP;

c è il consumo specifico (Kg/HP/h) che può ritenersi pari a 0,315 per i motori a benzina e a 0,225 per i motori Diesel;

k è un coefficiente di rendimento variabile in media tra 0,5 e 0,6.

Il consumo di lubrificanti (oli e grassi) è strettamente legato allo stato meccanico del motore e alla qualità dei prodotti impiegati; in prima approssimazione si può ritenere che esso dia luogo ad una spesa pari al 10-12% di quella dovuta al consumo di carburante.

Alcuni Autori affermano che la spesa per una lubrificazione bene eseguita dovrebbe oscillare attorno al 5-6% del costo totale di gestione del macchinario.

Per calcolare invece il consumo di lubrificanti con una formula pratica analoga a quella applicata per la determinazione del consumo di carburante, si può ricorrere alla seguente espressione:

$$\text{Consumo di lubrificanti} = N c k + \frac{V}{t} \quad [6]$$

in cui:

N è la potenza effettiva del motore in HP;

c è il consumo specifico (Kg/HP/h) che può ritenersi pari a 0,0023 per $N < 100$ HP e a 0,0026 per $N > 100$ HP;

k è il già citato coefficiente di rendimento;

V è la capacità in Kg del serbatoio dell'olio;

t rappresenta le ore di lavoro comprese tra due pieni di olio consecutivi e viene ricavato dalle istruzioni sulla manutenzione delle macchine fornite dalle Ditte costruttrici (valore medio = 100 ore).

Con questi dati si avrebbe un consumo di lubrificanti di 2,7 gr per HP/h nei motori di potenza inferiore ai 100 HP e di 3,2 gr per quelli superiori ai 100 HP.

Mano d'opera necessaria.

Le spese per la mano d'opera necessaria si valutano assumendo

TABELLA III - SPESA ORARIA MEDIA IN \$/ORA PER RIPARAZIONI, RICAMBI E ACCESSORI SOLITI, CALCOLATA IN BASE AI PREZZI DEL 1949 (DAL GABAY).

Tipo di macchina	Spese per:		Osservazioni	
	riparazioni e ricambi	accessori di normale usura		
<i>Trattori su cingoli</i>	\$/ora	\$/ora		
25 a 30 CV.	0,30	—	Il periodo complessivo d'uso d'una serie di cingoli e di rulli (con una inversione) varia fra 2.500 e 5.000 ore, secondo le circostanze.	
50 a 60 CV.	0,55	—		
75 a 80 CV.	0,75	—		
110 a 130 CV.	1,00	—		
<i>Trattori su ruote gommate (solo trattore)</i>				
a due ruote				
100 CV.	0,65	0,25	Dati calcolati ammettendo un periodo complessivo d'uso di 2.000 ore, rigenerando una volta il battistrada e tenendo presente un margine per gli eventuali incidenti.	
150 CV.	1,10	0,40		
225 CV.	1,50	0,50		
240 CV.	1,75	0,65		
a quattro ruote				
57 CV.	0,50	0,20		
115 CV.	0,75	0,35		
150 CV.	1,10	0,35		
190 CV.	1,20	0,40		
275 CV.	1,80	0,45		
<i>Carri-rimorchio</i>				
su cingoli				
8,2 mc.	0,30	0,19	I pneumatici dei rimorchi (per ruote portanti e non motrici) hanno in genere una durata superiore a quella dei pneumatici per trattori, ma il numero medio di pneumatici per ogni veicolo è spesso superiore.	
con scarico laterale e	9,8 mc.	0,30		
con comandi idraulici	10,5 mc.	0,37		
	12 mc.	0,45		
su ruote gommate	11 mc.	0,70		
con scarico dal fondo	15 mc.	1,00		
per trasporti stradali	26 mc.	1,30		
su ruote gommate, con trattore				
a 4 ruote	6,5 mc.	0,60		
con scarico dal fondo	9,75 mc.	1,20		
per trasporti fuori strada	18,75 mc.	2,20		
su ruote gommate	11 mc.	0,30		
con scarico posteriore	10 mc.	0,33		
costruzione leggera, per	12 mc.	0,40		
trasporti stradali	20 mc.	0,50		
<i>Ribaltabili con</i>				
motore a benzina	27 CV. 4,1 tonn.	0,25	0,10	
motore Diesel	47 CV. 4,5 tonn.	0,50	0,15	
motore Diesel	96 CV. 8,17 tonn.	0,85	0,30	
motore Diesel	190 CV. 13,16 tonn.	0,90	0,50	
motore Diesel	275 CV. 20 tonn.	1,20	0,55	
<i>Trattori stradali</i>				
a quattro ruote				
per trasporti celeri				
127 CV.	0,40	0,50	0,18	
165 CV.	0,45	0,60	0,20	
185 CV.	0,50	0,70	0,18	
<i>Ruspe trainate</i>				
con scarico posteriore				
2,3 mc.	0,12	0,70	Per i pneumatici, valgono le osservazioni fatte per i trattori su ruote gommate.	
3,8 mc.	0,15	0,85		
4,6 mc.	0,17	0,95		
6,1 mc.	0,21	1,00		
8,4 mc.	0,28	1,28		
<i>Ruspe trainate</i>				
con scarico anteriore.				
1,5 mc.	0,10	—		Periodo d'uso del tagliante 150 a 100 ore Valore d'un tagliante 40 a 120 doll. Periodo d'uso dei pneumat. 4000 a 6000 ore Consumo delle funi per ogni ora lavorativa: per le ruspe piccole e medie 0,30 m./ora per le ruspe grandi 0,60 m./ora
3,6 mc.	0,16	0,25		
5,8 mc.	0,25	0,21		
8,4 mc.	0,35	0,30		
11,5 mc.	0,45	0,45		
13,7 mc.	0,55	0,50		
15 mc.	0,70	0,50		
18 mc.	0,85	0,55		

L'ottimismo dei costruttori induce questi a sottovalutare la spesa per le macchine di questa categoria. Le valutazioni corrispondono generalmente per le prime 2.000 ore, ma sono notevolmente superate dopo questo periodo di tempo. Per i ribaltabili pesanti e costosi (8.000 a 21.000 doll.) si può ammettere che queste spese siano pari al 10% del prezzo della macchina, per ogni anno di 2.000 ore lavorative di cui i 2/3 per materiali e 1/3 per mano d'opera adibita al montaggio dei pezzi di ricambio e alle riparazioni.

Per i pneumatici, valgono le osservazioni fatte per i trattori su ruote gommate.

Periodo d'uso del tagliante 150 a 100 ore
Valore d'un tagliante 40 a 120 doll.
Periodo d'uso dei pneumat. 4000 a 6000 ore
Consumo delle funi per ogni ora lavorativa:
per le ruspe piccole e medie 0,30 m./ora
per le ruspe grandi 0,60 m./ora

Periodo d'uso d'un tagliante 150 a 100 ore
Valore d'un tagliante 40 a 120 doll.
Periodo d'uso dei pneumat. 4000 a 6000 ore
Consumo di funi per ogni ora lavorativa:
per le ruspe piccole e medie 0,30 m./ora
per le ruspe grandi 0,60 m./ora

TABELLA III - (Seguito)

Tipo di macchina	Spese per:		Osservazioni
	riparazioni e ricambi	accessori di normale usura	
<i>Locotrattori Diesel</i>	\$/ora	\$/ora	
10 a 12 CV.	0,13	0,05	
14 a 16 CV.	0,15	0,06	
18 a 21 CV.	0,18	0,07	
20 a 26 CV.	0,20	0,08	
27 a 30 CV.	0,25	0,09	
<i>« Bulldozers »</i>			
« Bulldozer » propriamente detti (senza trattore)			
35 a 45 CV.	0,04 a 0,06	0,11 a 0,16	
55 a 65 CV.	0,05 a 0,08	0,13 a 0,18	
75 a 85 CV.	0,05 a 0,08	0,15 a 0,21	
120 a 130 CV.	0,06 a 0,09	0,17 a 0,25	
140 a 160 CV.	0,07 a 0,11	0,20 a 0,30	
« Angledozer » (senza trattore)			
35 a 45 CV.	0,05 a 0,07	0,15 a 0,19	
55 a 65 CV.	0,07 a 0,09	0,16 a 0,21	
75 a 85 CV.	0,07 a 0,10	0,19 a 0,27	
120 a 130 CV.	0,08 a 0,11	0,20 a 0,30	
140 a 160 CV.	0,10 a 0,12	0,25 a 0,37	
« Bulldozers » su ruote gommate (macchina completa)			
180 CV.	1,10	1,00	
300 CV.	2,00	1,20	
750 CV.	—	1,83	

Per le macchine col comando a mezzo di funi, il consumo di queste si calcola di 0,075 m./ora.

Dati variabili notevolmente con le condizioni del lavoro.

come dato di partenza la paga oraria relativa alla categoria dell'operaio impiegato (trattorista, escavatorista, ecc.) maggiorata per tener conto dei vari oneri in uso (assistenza sociale, ferie e gratifica, mensa, quota di liquidazione ecc.) ed eventualmente del minor rendimento dell'operaio se le condizioni di lavoro sono particolarmente gravose (lavoro notturno o pericoloso, clima troppo freddo o troppo caldo ecc.).

Spese generali.

Sono date dalla quota parte di spese dovuta, per la gestione di una macchina, alle assicurazioni, alle tasse nonché all'organizzazione e direzione dell'impresa assuntrice dei lavori (stipendio, viaggi del personale direttivo e di amministrazione, affitti, consulenze ecc.).

Per tenerne conto si usa aggiungere un 10-15 % al totale di tutte le altre precedenti spese.

PRESTAZIONI DELLE MACCHINE CHE EFFETTUANO LO SCAVO E IL TRASPORTO

Apripista (« Dozers »).

La formula che consente il calcolo analitico della produzione oraria teorica di materiale in sito (mc/h) da parte di un apripista (buldozer, angledozer o tildozer) è la seguente:

$$V = \frac{Q \cdot 60'}{c \cdot T} \eta_h \eta_c \rho \tau \quad [7]$$

dove:

Q indica il volume (in mc) di terra sciolta spinto per ogni ciclo di lavoro. Per la sua valutazione si può, molto approssimativamente, supporre che la sezione del mucchio di materiale accumulatosi davanti alla lama in un piano parallelo all'asse dello spostamento dell'apripista, sia un triangolo rettangolo avente l'altezza uguale all'altezza h della lama e la base (normale all'altezza) determinata dall'angolo φ della scarpata risultante dal franamento naturale del materiale considerato (angolo di natural declivio). Di conseguenza l'area s di questa sezione triangolare è data da

$$s = \frac{h^2}{2 \cdot \tan \varphi} \quad [8]$$

Se questa sezione fosse costante lungo tutta la lunghezza l della lama, il volume Q di materiale ammucciato ad ogni passata, sarebbe dato da:

$$Q = l \cdot s \quad [9]$$

Ma, poichè questa costanza nel valore della sezione s da un'estremità all'altra della lama è quanto incerta, occorre introdurre in questa formula un coefficiente di correzione μ per cui il volume Q del mucchio (in mc) può ritenersi dato dalla formula:

$$Q = l \cdot \frac{h^2}{2 \cdot \tan \varphi} \mu \quad [10]$$

in cui:

- l è la lunghezza della lama in m;
- h è l'altezza della lama in m;
- φ è l'angolo di natural declivio del materiale (tab. IV)
- μ è un coefficiente che dipende dalla natura del terreno (tab. V);

c è il coefficiente di trasformazione del volume di terra passando da terreno in sito a terreno sciolto (tab. VI);

T è il tempo (in minuti) necessario a compiere un ciclo. Per cercare di determinarlo occorre prima scegliere il sistema di lavoro. I sistemi più comunemente usati sono i seguenti:

Ciclo A (fig. 1): rinterro o scavo a spola

	Durata approssimativa in minuti
Viaggio di andata, carico	variabile
Cambiamento di marcia	0,20
Viaggio di ritorno, in retromarcia	variabile
Ripresa della marcia in avanti	0,20
Ciclo completo	circa

Ciclo B (fig. 2): rinterro o scavo a mezza costa, su brevi distanze:

Scavo e viaggio di andata	0,20
Cambiamento di direzione e scarico	0,20
Inversione di marcia	0,20
Viaggio di ritorno in retromarcia	0,20
Ritorno alla marcia in avanti	0,20
Ciclo completo	circa 1

Ciclo C (fig. 3): spostamento d'una scarpata o riempimento d'una trincea, effettuato in genere a brevissima distanza:

Scavo e corsa d'andata	0,20
Inversione di marcia	0,20
Retromarcia per portarsi nella nuova posizione	0,20
Inversione di marcia per la nuova fase di scavo	0,20
Ciclo completo	circa 0,80

TAB. IV. - VALORI DELL'ANGOLO DI NATURAL DECLIVIO PER ALCUNE QUALITÀ DI TERRE.

	TERRE ASCIUTTE		TERRE UMIDE		TERRE BAGNATE	
	Ang. di natural declivio in gradi sessages.		Ang. in gradi sessages.		Ang. in gradi sessages.	
	da	a	da	a	da	a
Pietrame in scaglia, ciottoli, ecc.	45	50	40	45	35	40
Ghiaia	35	45	30	40	25	35
Sabbia grossa	30	35	30	35	25	30
Sabbia fine	25	30	30	40	20	30
Sabbia finissima	20	30	25	35	15	25
Sabbia fine argillosa	30	40	30	40	15	25
Terra vegetale	35	45	30	40	20	30
Argilla, marna	40	50	30	40	10	30
Terre forti (argilla mista a sabbia, a ghiaia, a pietrame) ecc.	45	55	35	45	25	35

TAB. V. - VALORI DEL COEFFICIENTE μ.

sabbia	= 1	terra argillosa compatta	= 0,75
ghiaia	= 0,85	argilla	= 0,40
terra vegetale	= 0,80	gesso	= 0,33

TAB. VI. - VALORI DEL COEFFICIENTE c DI AUMENTO DI VOLUME DELLE TERRE DOPO LO SCAVO.

Sabbia e ghiaia pulita, asciutta	1,10
Sabbia e ghiaia pulita, bagnata	1,15
Terra superficiale	1,20
Terra comune	1,20
Marna sabbiosa	1,18
Marna argillosa	1,25
Terra marnosa	1,20
Fango, terra comune	1,30
Argilla mista a sabbia o ghiaia	1,30 - 1,45
Argilla morbida, friabile, densa	1,35 - 1,55
Argilla dura, tenace	1,40 - 1,50
Argilla dura, mista a roccia e a radici	1,60
Roccia friabile, tenera	1,50 - 1,70
Roccia dura, ben frantumata	1,60
Roccia dura, frantumata male, contenente grossi pezzi	1,90

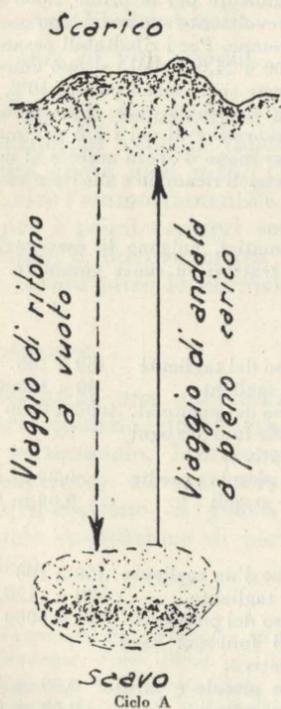


Fig. 1 - Rinterro o scavo a spola.

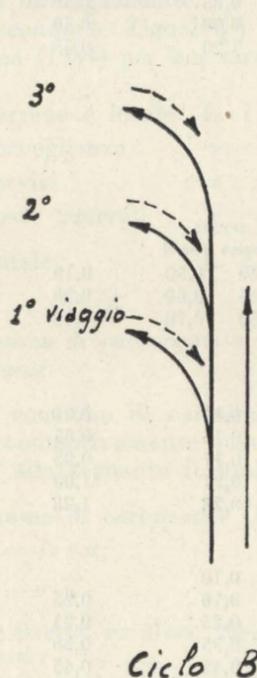


Fig. 2 - Rinterro o scavo a mezza costa a breve distanza.

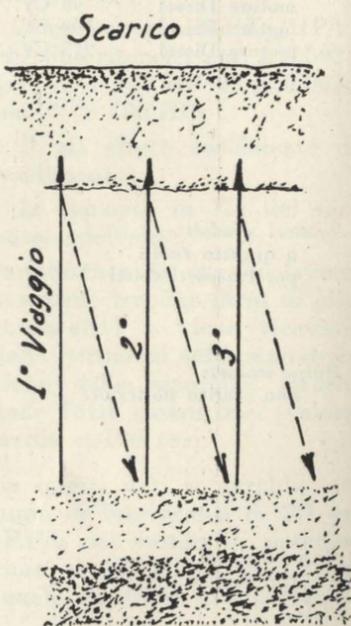


Fig. 3 - Spostamento di una scarpata o riempimento di una trincea a breve distanza.

La velocità dello spostamento in avanti, in prima e a pieno carico, è di 2,5 a 3 km/h circa, secondo il tipo di trattore usato. Questa è la velocità con la quale il materiale accumulato dinanzi alla lama vi si mantiene meglio, senza disperdersi eccessivamente, la velocità cioè con la quale il carico trasportato risulta massimo. La velocità al ritorno, innestando la retromarcia, è quasi la stessa.

η_h è un coefficiente di rendimento orario, introdotto per tener conto del fatto che, in media, nessuna macchina lavora per 60' consecutivi all'ora, a causa delle piccole inevitabili perdite di tempo dovute a guasti, errori ed incertezze di manovra, necessità di rifornimenti ecc.

In media si può assumere:

$$\eta_h = \frac{55'}{60'} = 0,91$$

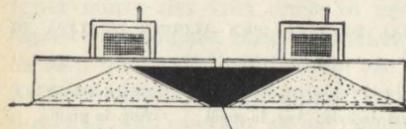


Fig. 4.

η_c è un coefficiente di rendimento del cantiere, che permette di valutare quella certa generica diminuzione delle prestazioni, che è conseguenza del fatto che i cantieri non possono essere mai organizzati e funzionanti alla perfezione. Difficile è tener conto di tutti i fattori (impostazione generale, continuità di lavoro, obblighi imposti dai capitolati, condizioni climatiche ecc.), ma comunque la pratica consiglia valori variabili da 0,90 a 0,60.

q è un coefficiente che deve tener conto della perdita di terra che

si verifica durante il percorso a pieno carico. Questa perdita si può valutare intorno al 2% per ogni 10 m di percorso compiuto dopo aver ultimato il carico. Quindi q dipende dalla lunghezza n (in m) del percorso e cioè

$$q = 1 - (0,02 \cdot \frac{n}{10})$$

Però si potrà considerare $q = 1$ se l'apripista ripassa sempre sulla stessa traccia, sì che le scarpate che si formano sui lati guidino il materiale respinto dalla lama (fig. 4).

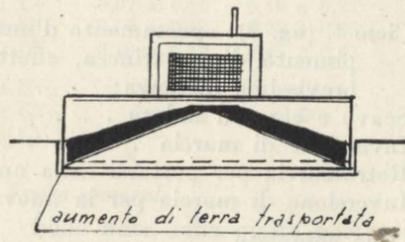


Fig. 5.

Per diminuire la perdita di terra e quindi aumentare il valore di q sarà sovente utile

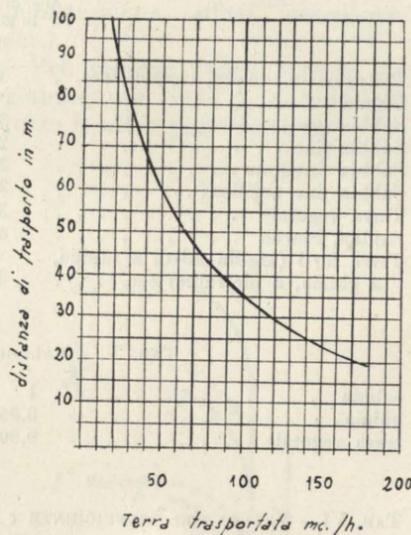


Fig. 6 - Produzione di un apripista Savigliano « Ciclope ».

TAB. VII.

Rendimenti teorici degli apripista per varie utilizzazioni all'ora secondo lo Zignoli.

Potenza trattore HP	Trasporto di terreno sciolto a distanza di metri (lama orientabile)								Riempimento di trincee con				Taglio a mezza costa				Costruzione strada a mezzacosta pendenza del terreno					
	ritorno 4 km/h				ritorno 8 km/h				sabbia	terra comune	argilla	roccia in pezzi	terra leggera	terra dura	argilla schiosta	pezzi di roccia	9%	18%	27%	36%	47%	58%
	15 m	30 m	45 m	60 m	15 m	30 m	45 m	60 m	m ² /h	m ² /h	m ² /h	m ² /h	m ² /h	m ² /h	m ² /h	m ² /h	m ² /h	m ² /h	m ² /h	m ² /h	m ² /h	m ² /h
40	98	58	41	32	109	67	48	38	140	50	40	30	50	40	25	15	125	67	47	34	24	19
65	107	64	46	35	111	74	53	42	169	109	96	68	72	53	38	26	143	81	54	40	29	21
90	137	82	59	46	154	95	69	54	187	166	145	104	93	69	53	36	219	122	82	58	46	34
140	157	95	67	52	178	109	79	62	203	184	161	115	130	95	76	53	238	134	88	64	49	37

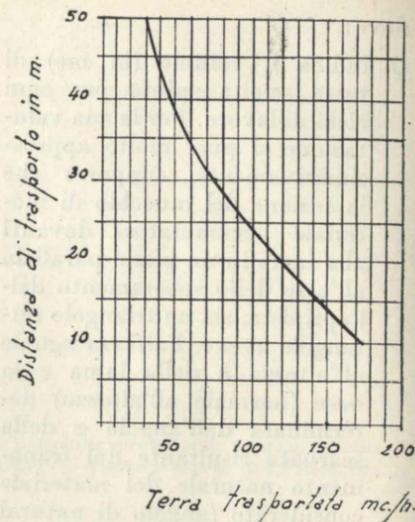


Fig. 7 - Produzione di un apripista Fiat 60 CI.

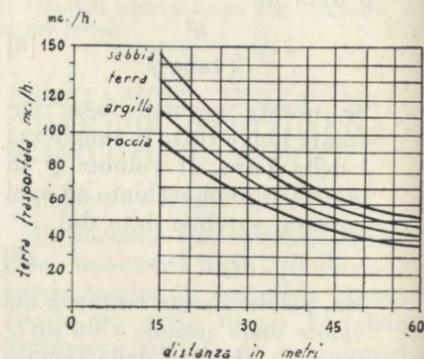


Fig. 8 - Produzione di un apripista Caterpillar D7.

far lavorare varie macchine affiancate (fig. 5); ciò per distanze almeno superiori ai 20 m, dato che per distanze inferiori il tempo richiesto per la manovra occorrente per allineare le macchine farebbe perdere il lieve vantaggio dell'aumento di produzione;

τ è un coefficiente che dipende dall'inclinazione del terreno, nel senso che bisogna aumentare o diminuire le prestazioni di circa un 5% per ogni grado di pendenza rispettivamente in discesa o in salita.

TAB. VIII. - PRODUZIONE ORARIA DI « BULLDOZERS » E « ANGLEDOZERS » DI POTENZA DIVERSA, QUANDO SPOSTANO TERRA DI BUONA QUALITÀ, DI TIPO ORDINARIO, SMOSSA, DEL PESO DI 1,6 A 1,8 TONN./MC. IN SITO (secondo il Gabay).

Lavoro eseguito a spoletta e con percorso dritto, velocità ammessa per la marcia in avanti: 2,2 a 2,5 km./ora, velocità in retromarcia accelerata per trattori da 80 a 160 CV, lama dell'« angledozer » disposta a 90°, l'ora lavorativa è considerata di 60 minuti, rendimento generale del cantiere 100%.

Potenza del trattore al gancio CV	Percorso in salita o in piano	Lunghezza del percorso fra carico e scarico											
		15 m		30 m		50 m		60 m		75 m		100 m	
		bulld. mc/ora	angled. mc/ora	bulld. mc/ora	angled. mc/ora	bulld. mc/ora	angled. mc/ora	bulld. mc/ora	angled. mc/ora	bulld. mc/ora	angled. mc/ora	bulld. mc/ora	angled. mc/ora
37 a 43	salita 10%	47	43	23	21	14	13	12	11	11	10	8	7
	salita 5%	62	57	30	27	18	16	16	14	14	13	10	9
	in piano	78	72	38	35	24	22	20	18	18	16	13	12
	discesa 5%	100	92	50	46	31	28	26	24	24	22	17	16
57 a 65	discesa 10%	124	114	60	55	38	35	32	29	29	27	21	19
	salita 10%	59	54	34	31	22	20	18	16	14	13	11	10
	salita 5%	80	74	45	41	30	27	24	22	19	17	14	13
	in piano	98	90	57	52	37	34	30	27	24	22	18	16
80 a 85	discesa 5%	126	116	75	69	48	44	39	36	31	28	23	21
	discesa 10%	156	144	90	83	60	55	48	44	38	35	29	27
	salita 10%	77	71	44	40	30	27	23	21	18	16	14	13
	salita 5%	100	92	59	54	40	37	31	28	25	23	18	16
120 a 130	in piano	128	118	74	68	50	46	39	36	31	28	23	21
	discesa 5%	165	152	96	88	65	60	50	46	40	37	30	27
	discesa 10%	200	182	118	108	80	73	62	57	50	46	37	34
	salita 10%	106	100	60	55	38	35	32	29	25	23	18	16
140 a 160	salita 5%	142	130	80	74	50	46	42	39	33	30	25	23
	in piano	176	162	100	92	64	59	53	48	41	38	31	28
	discesa 5%	240	220	130	120	85	78	70	64	53	48	40	37
	discesa 10%	280	255	160	146	100	92	85	78	66	60	50	46
	salita 10%	150	140	90	83	57	52	48	44	40	37	27	25
	salita 5%	200	180	120	110	75	68	64	57	52	48	36	33
	in piano	250	230	150	136	95	86	80	74	65	60	45	41
	discesa 5%	325	290	195	180	123	112	104	95	85	78	60	55
	discesa 10%	400	370	240	220	150	138	130	120	105	96	75	69

Quindi:

$$\tau = 1 \pm 0,05 \text{ (in gradi).}$$

Poichè le dimensioni della lama, da cui, attraverso la [10], dipende la [7], sono in funzione della potenza del trattore, si sono fatte delle tabelle che danno i rendimenti teorici degli apripista a seconda delle varie utilizzazioni.

Si intende che di queste tabelle si deve fare un uso alquanto prudente, dato il continuo variare delle condizioni d'impiego, ma purtuttavia esse possono servire a dare un primo orientamento.

Riportiamo (tabelle VII, VIII e IX) quelle suggerite dallo Zignoli (6) dal Gabay (7) e dal manuale tecnico del Dipartimento della Difesa degli Stati Uniti. Nei testi citati non è precisata la natura del materiale da scavare; dall'esame delle tabelle riteniamo però che si possa considerarle riferite a terreno abbastanza sciolto (quello per cui adoperando la for-

mula [10], si impiega un coefficiente $\mu = 0,75-0,80$): le produzioni sono quindi suscettibili di aumento qualora si dovesse lavorare in terreni sabbiosi, di diminuzione se in terreni argillosi compatti.

Comunque, per venire a dei casi più specificati e che possano illuminare meglio l'argomento, abbiamo ricavato, operando su terreno sabbioso, i diagrammi delle figure 6 e 7.

Il primo si riferisce a un Savi-

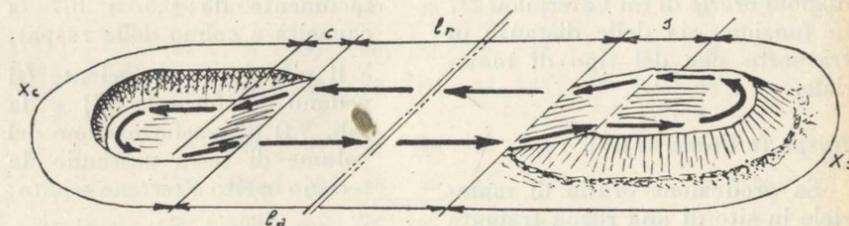


Fig. 9 - Ciclo di lavoro di una ruspa trainata.

TAB. IX. - PRODUZIONE ORARIA DI MATERIALE, MISURATO IN SITO, SPOSTATO DA UN « ANGLEDOZER » CHE STA ESEGUENDO UN TAGLIO A MEZZACOSTA (secondo il Dipartimento della Difesa degli Stati Uniti).

Natura del terreno	Potenza al gancio del trattore		
	65 CV mc/ora	80 CV mc/ora	130 CV mc/ora
Terra sciolta leggera (marna)	72	90	127
Terra pesante	52	67	93
« Shale » (argilla schistosa)	38	52	75
Terreno alluvionale, roccia minuta	27	37	52

(6) ZIGNOLI V., op. citata.

(7) GABAY A., op. citata.

per il carico: la lunghezza e la durata t_c del carico non possono essere fissate sommariamente, ma variano notevolmente da caso a caso (si veda la tab. XI);

Per lo scarico: valgono le formule [13];

per i cambiamenti di direzione e di marcia: si deve considerare la perdita di circa 1 minuto.

Infine occorre considerare anche due rallentamenti perchè in prossimità dello scavo e in prossimità dello scarico, il « motor-scaper » non può mantenere una velocità di marcia relativamente alta, non consentendoglielo, in genere, lo stato della pista nelle immediate vicinanze di questi due punti.

In prima approssimazione, si potrà supporre che il percorso da superare a velocità ridotta, nelle vicinanze dello scavo, cioè la lunghezza x_c , sia il triplo della distanza percorsa per effettuare il carico (lunghezza c della passata), per cui sarà:

$$x_c = 3c$$

Le stesse condizioni si possono ammettere per il percorso nelle vicinanze dello scarico, ritenendolo di lunghezza doppia di quello della passata, cioè:

$$x_s = 2c$$

Questa velocità ridotta, tanto nella zona di carico che in quella di scarico, è generalmente la terza o la seconda della macchina. Pertanto, adoperando per esempio la seconda, avremo:

$$t = t_c + t_s + \frac{3c}{v_2} + \frac{2c}{v_2} + 1' \quad [16]$$

e quindi

$$T = \frac{l_a + l_r}{v_m} + 1,33 t_c + \frac{5c}{v_2} + 1' \quad [17]$$

in cui v_2 è la velocità di marcia in seconda del motorgrader in m/min.

Il valore di T calcolato con le formule [15] o [17] e sostituito nella formula [11] dà quindi la

TAB. XII. - FIAT 55 L CON SCRAPER GIOVANNETTI. PROVE DI CARICO - TRASPORTO A DISTANZA VARIABILE - SCARICO - RITORNO ALLA BASE DI CARICO PER CARICO O CONTROCARICO. (CARICO SENZA SPINTA - VALORE MEDIO 40"; DIFFERENZA RITORNO ALLA BASE PER CARICO O CONTROCARICO - VALORE MEDIO 21"; SCARICO - VALORE MEDIO 7"; CAPACITÀ MEDIA DELLA RUSPA CARICATA SENZA SPINTA - MC. 2,8).

DISTANZA CARICO	TRASPORTO		SCARICO		RITORNO PER CONTROCARICO		RITORNO PER CARICO	
	Tempo tot.	Tempo parz.	Tempo tot.	Tempo parz.	Tempo tot.	Tempo parz.	Tempo tot.	Tempo parz.
30	40"	1'12"	32"	1'19"	7"	1'41"	22"	
	40"	1'12"	32"	1'19"	7"		2' 2"	43"
60	40"	1'19"	49"	1'36"	7"	2' 8"	32"	
	40"	1'29"	49"	1'36"	7"		2'29"	53"
90	40"	1'48"	1' 8"	1'55"	7"	2'39"	44"	
	40"	1'48"	1' 8"	1'55"	7"		3'	1' 5"
120	40"	1'52"	1'12"	1'59"	7"	3' 3"	1' 4"	
	40"	1'52"	1'12"	1'59"	7"		3'24"	1'25"
150	40"	2' 9"	1'29"	2'16"	7"	3'37"	1'21"	
	40"	2' 9"	1'29"	2'16"	7"		3'58"	1'42"
200	40"	2'27"	1'47"	2'34"	7"	4' 6"	1'32"	
	40"	2'27"	1'47"	2'34"	7"		4'27"	1'53"
250	40"	3'20"	2'40"	3'27"	7"	5'23"	1'56"	
	40"	3'20"	2'40"	3'27"	7"		5'44"	2'17"
300	40"	4'18"	3'38"	4'25"	7"	6'44"	2'19"	
	40"	4'18"	3'38"	4'25"	7"		7' 5"	2'40"

DISTANZA	CARICO			CONTROCARICO		
	Tempo tot.	Corse ora	mc/h	Tempo tot.	Corse ora	mc/h
30	2' 2"	29	81	1'41"	35	98
60	2'29"	24	67	2' 8"	28	78,5
90	3'	20	56	2'39"	22	61,5
120	3'24"	17	47,5	3' 3"	19	53
150	3'58"	15	42	3'37"	16	45
200	4'27"	13	36,5	4' 6"	14	39
250	5'44"	10	28	5'23"	11	31
300	7' 5"	8	22,5	6'44"	8	22,5

TAB. XIII. - FIAT 55 L CON SCRAPER GIOVANNETTI. PROVE DI CARICO - TRASPORTO A DISTANZA VARIABILE - SCARICO - RITORNO ALLA BASE DI CARICO PER CARICO O CONTROCARICO. (CARICO CON SPINTA DI APRIPISTA SU 55 L - VALORE MEDIO 29"; DIFFERENZA RITORNO ALLA BASE PER CARICO O CONTROCARICO - VALORE MEDIO 21"; SCARICO - VALORE MEDIO 7"; CAPACITÀ MEDIA DELLA RUSPA CARICATA CON SPINTA - MC. 3,5).

DISTANZA CARICO	TRASPORTO		SCARICO		RITORNO PER CONTROCARICO		RITORNO PER CARICO	
	Tempo tot.	Tempo parz.	Tempo tot.	Tempo parz.	Tempo tot.	Tempo parz.	Tempo tot.	Tempo parz.
30	29"	1' 6"	37"	1'13"	7"	1'33"	20 "	
	29"	1' 6"	37"	1'13"	7"		1'54"	41"
60	29"	1'22"	53"	1'29"	7"	2' 3"	34"	
	29"	1'22"	53"	1'29"	7"		2'24"	55"
90	29"	1'32"	1' 3"	1'39"	7"	2'42"	1' 3"	
	29"	1'32"	1' 3"	1'39"	7"		3' 3"	1'24"
120	29"	1'49"	1'20"	1'56"	7"	2'59"	1' 3"	
	29"	1'49"	1'20"	1'56"	7"		3'20"	1'24"
150	29"	2'12"	1'43"	2'19"	7"	3'42"	1'23"	
	29"	2'12"	1'43"	2'19"	7"		4' 3"	1'44"
200	29"	2'43"	2'14"	2'50"	7"	4'20"	1'30"	
	29"	2'43"	2'14"	2'50"	7"		4'41"	1'51"
250	29"	3' 8"	2'39"	3'15"	7"	5'14"	1'59"	
	29"	3' 8"	2'39"	3'15"	7"		5'35"	2'20"
300	29"	4'39"	4'10"	4'46"	7"	7' 2"	2'16"	
	29"	4'39"	4'10"	4'46"	7"		7'23"	2'37"

DISTANZA	CARICO			CONTROCARICO		
	Tempo tot.	Corse ora	mc/h	Tempo tot.	Corse ora	mc/h
30	1'54"	31	108	1'33"	38	133
60	2'24"	25	87,5	2' 3"	29	101
90	3' 3"	19	66,5	2'42"	22	77
120	3'20"	18	63	2'59"	20	70
150	4' 3"	14	49	3'42"	16	56
200	4'41"	12	42	4'20"	13	45,5
250	5'35"	10	35	5'14"	11	38,5
300	7'23"	8	28	7' 2"	8	28

TAB. XIV. - AUTOCARRI, DUMPERS E RIMORCHI: VOLUME DI MATERIALE (MISURATO IN SITO) TRASPORTATO PER MC. DI CAPACITÀ (VOLUME NETTO DEL CASSONE).

MATERIALE	Volume di materiale trasportato, per metro cubo di capacità del veicolo (mc)
Argilla compatta	0,80
Argilla friabile o sabbiosa	0,85
Calcestruzzo fresco	0,85
Gesso	0,72
Ghiaia	1,10
Sabbia	1,08
Terra compatta	0,90
Terra da coltura	0,90

produzione oraria della ruspa (10). Per precisare ancor meglio quanto esposto, riportiamo (tab. XII e XIII) i dati ricavati in una serie di prove sperimentali eseguite su terreni alluvionati del Polesine da un nucleo di macchine della FIAT-Motorizzazione Agricola, sotto la direzione dell'ing. Franco Torazzi. Partendo da una base di carico di 25 m di lunghezza era stata tracciata una pista lungo la quale a m 30, 60, 90, 120, 150, 200, 250, 300 furono portati diversi carichi di ruspa, rilevando i tempi di carico, trasporto, scarico e ritorno alla base per carico o controcarico. Il terreno era molto sabbioso e sotto i 10 cm di profondità si presentava imbevuto d'acqua in modo da rendere difficile il galleggiamento delle trattrici e delle relative attrezzature.

PRESTAZIONI DELLE MACCHINE CHE EFFETTUANO SOLO IL TRASPORTO

Le macchine destinate unicamente al trasporto si dividono in rimorchiate e automotrici. Nel primo gruppo rientrano i vagoni rimorchio, nel secondo i dumpers e gli autocarri ribaltabili. Categorie a parte sono costituite dai trasportatori a nastro, dalle teleferiche e dalle ferrovie Decauville. Per le macchine rimorchiate e per quelle automotrici vale ovviamente-

(10) Quanto al costo di esercizio C in lire/h occorre ovviamente ricordare che se si tratta di più ruspe servite da un trattore di spinta, bisognerà valutare anche il costo di quest'ultimo e dividerlo per il numero delle ruspe a cui è adibito.

la solita formula, data da:

$$V = \frac{Q 60'}{c T} \eta_h \eta_c \tau$$

i cui termini sono quelli già citati nella formula [7].

Per avere dei dati orientativi sul volume medio di materiale trasportato per mc di capacità del cassone si veda la tab. XIV. Il tempo T necessario per compiere il ciclo di lavoro sarà, al solito, dato dalla somma dei tempi variabili (trasporto) e dei tempi fissi (carico, scarico, manovre ecc.) e quindi

$$T = \frac{l_a + l_r}{v_m} + t_c + t_s + 1'$$

Per il carico a mezzo di pale meccaniche si può considerare che

(2000 ore annue di possibile utilizzazione)	Costo	L. 3.683.000
Costo orario per l'autocarro fermo in rimessa		
Ammortamento in 10 anni di 2000 ore cad.		
Interesse 5% differito $\frac{0,0795}{2000}$	0,00003975	$\times 3.683.000$ 152
Autista		400
Rimessa, pulizia e manutenzione da fermo		
3% del costo $\frac{0,03}{2000}$	0,000015	$\times 3.683.000$ 56
Tasse, imposte, assicurazioni 4% del costo $\frac{0,04}{2000}$	0,000020	$\times 3.683.000$ 74
Costo per ognuna della 2000 ore di possibile lavoro passate in rimessa	L.	682
Costo in più per ogni ora di arresto fuori ricovero		
Manutenzione per le ore di funzionamento in più del precedente 5%	$\frac{0,05}{2000} \times 3.683.000$	92
Gomme treno completo ogni 3 anni (diviso su 6000 ore)	$350.000 : 6000 =$	59
Costo per ogni ora di inattività fuori ricovero	L.	833
Costo in più per ogni ora di marcia (su 2000 ore)		
Consumo nafta litri 8	a L. 80	640
Consumo lubrificanti kg. 0,3	a L. 600	180
Riparazioni 1% costo dell'autocarro $\frac{0,01}{2000}$	0,000005	$\times 3.683.000$ 19
Costo per un'ora di marcia	L.	1672

Esempio: ammesso che delle 2000 ore annue di attività 100 si passino da fermo, il costo più interessi è di $100 \cdot 682 + 1900 \cdot 1672 = 68.200 + 3.176.800 = 3.245.000$. Facendo conto che la velocità media sia di 30 Km/ora, l'autocarro compirà $1900 \times 30 = 57.000$ Km e ammesso che i ritorni scarico porterà 5 ton per 28.500 Km corrispondenti a $5 \times 28.500 = 142.500$ ton/km.

TAB. XV. - PRODUZIONI ORARIE DEGLI ESCAVATORI A CUCCHIAIA DIRITTA.

Capacità benna in litri	Natura del terreno e produzioni in mc/ora				
	Sabbia	Terra argillosa, argilla tenera o mista a sabbia e ghiaia	Argilla forte	Ghiaia	Gesso tenero
190	13,7	10,7	8,4	9,1	6,9
280	21,3	16,0	13,0	14,5	10,7
380	29,7	22,1	17,5	19,8	15,2
480	38,1	28,2	22,8	25,2	19,0
580	46,5	35,0	28,9	31,2	22,8
670	54,9	41,1	32,7	36,6	27,4
760	64,0	48,0	38,1	42,7	32,0

Il costo per km è allora

$$\frac{3.245.000}{57.000} = L. 57$$

e il costo ton/km

$$\frac{3.245.000}{142.500} = L. 22,7$$

Per i dumpers si può considerare una velocità di 9 km/h a carico e di 15 km/h a vuoto. Per dare dei valori numerici pratici si può ammettere una durata media T del ciclo di lavoro pari a 10'. Se ne ricava un costo circa doppio di quello di un autocarro ribaltabile di ugual portata, il quale però resta vincolato alle strade, mentre il dumper può circolare anche su semplici piste.

Naturalmente, tenendo conto del notevole peso a vuoto, il costo d'esercizio diminuisce di molto con il crescere della capacità; fatto uguale ad 1 il costo per ton/km trasportata dal dumper da 4 ton. utili, il costo per gli altri dumpers è:

capacità del dumper	costo
5 ton	0,55
6 ton	0,4
7 ton	0,38
8 ton	0,37
10 ton	0,35
12 ton	0,33
16 ton	0,29
20 ton	0,26

Vi è quindi un notevole guadagno passando dal carico utile di 4 ton a quello di 6 ton; in seguito il risparmio cresce, ma con minor rapidità.

È quindi, in genere, sconsigliabile l'uso dei dumpers per portate modeste. Il costo della ton utile trasportata per l m con ritorno a vuoto, può ritenersi all'incirca:

per dumpers da 4 ton utili $60 + 0,07 l$ per ton trasportata ad 1 m di distanza;
per i dumpers da 5 ton utili $50 + 0,033 l$ per ton trasportata a 1 m di distanza;

per i dumpers da 8 ton utili $40 + 0,027 l$ per ton trasportata a 1 m di distanza;
per i dumpers da 14 ton utili $30 + 0,022 l$ per ton trasportata a 1 m di distanza;
per i dumpers da 20 ton utili $25 + 0,019 l$ per ton trasportata a 1 m di distanza.

Trasportatori a nastro.

Implicano un notevole costo fisso d'impianto (trasporto montaggio e smontaggio) e quindi sono convenienti soltanto per trasporti di notevole durata e per grandi potenzialità. Sono adatti solo per terreni pianeggianti.

Il costo della ton trasportata in funzione del quantitativo di ton Q da trasportare nel cantiere e del quantitativo Q_0 da trasportare all'ora, può ritenersi il seguente:

costo orario per ammortamento e manutenzione $(1,0 l + 14) \sqrt{Q_0}$
costo orario per energia elettrica $0,010 Q_0 l$
costo orario mano d'opera $300 + 0,06 l$

costo per ton trasportata in totale per montaggio smontaggio e trasporti:

$$\frac{Q_0}{Q} 300 + \frac{\sqrt{Q_0}}{Q} 300 l$$

Il costo orario d'esercizio può perciò ritenersi (in L. 1954):

$$300 + 0,06 l + \sqrt{Q_0} (14 + l) + Q_0 (0,01 l + \frac{300 l \sqrt{Q_0}}{Q} + \frac{300 Q_0}{Q})$$

e il costo in L. per ton trasportata a l m di distanza:

$$\frac{300 + 0,06 l}{Q_0} + \frac{14 + l}{\sqrt{Q_0}} + 0,01 l + \frac{300 l \sqrt{Q_0}}{Q} + \frac{300 Q_0}{Q}$$

Questa espressione si può ritenere valida per l fino a 200 m. Per lunghezze maggiori si può suddividere il trasportatore in tanti tronchi di 200 m, più un ultimo tronco frazione di 200 m.

Teleferiche.

Come è noto si ha grande convenienza ad usare il va e vieni fin che sia possibile. Siccome però questo tipo di teleferica ha delle limitazioni nella distanza e nella potenzialità, si considerano le teleferiche trifuni automatiche di uso più generale.

Per ogni tronco di 4000 m o frazione di 4000 m, di lunghezza l , potenzialità $Q_0 t$ all'ora e Q ton in totale da trasportare nella vita dell'impianto, il costo d'esercizio può approssimativamente ritenersi (in L. 1954):

$$(0,8 + 0,1 Q_0) (416 + 0,27 l) + 0,5 l$$

per mano d'opera all'ora

$$1200 (l + \frac{Q_0}{100})$$

per energia in media $0,005 Q_0 l$ per montaggio smontaggio, per

TAB. XVI. - AUTOCARRI, DUMPERS E RIMORCHI: TEMPI DI TRASPORTO IN FUNZIONE DELLA LUNGHEZZA DEL PERCORSO.

Lunghezza del percorso (in metri)	Tipi di veicoli e tempi richiesti (min.)		
	Autocarr	Dumpers	Trattori a ruote min.
100	2,30	2,80	3,40
200	3,40	4,40	5,50
300	4,20	5,40	6,70
400	4,70	6,20	7,50
500	5,40	6,80	8,30
600	5,90	—	8,90
700	6,30	—	9,40
800	6,70	—	9,90
900	7,00	—	10,40
1000	7,30	—	11,00
1500	11,00	—	—
2000	14,50	—	—
3000	21,60	—	—
4000	27,70	—	—
5000	33,70	—	—
6000	40,40	—	—
7000	46,80	—	—
8000	51,00	—	—
9000	55,50	—	—
10000	59,60	—	—
12000	68,20	—	—
14000	76,40	—	—
16000	83,00	—	—
18000	89,60	—	—
20000	96,00	—	—
22000	100,00	—	—
25000	110,00	—	—

$$(0,8 + 0,1 Q_0) (250.000 + 160 l) + 300 l + 3.000.000 + 60.000 Q_0$$

Il costo totale d'esercizio per Q_0 ton trasportata a l m di distanza all'ora può ritenersi in L.

$$1540 + 0,72 l + 54 Q_0 + 0,032 Q_0 l + \frac{Q_0}{Q} (3.200.000 + 420 l + 85.000 Q_0 + 16 Q_0 l)$$

e il costo per ogni ton trasportata a l m L.

Ferrovie Decauville.

Ci si riferisce a ferrovie che abbiano le seguenti caratteristiche: Scartamento - per piccoli trasporti 600 mm, per cantieri importanti 800-900 e perfino 1000 mm. Posa del binario - binario da

24 kg/m scartamento 600 per 100 m: posa ore 50; montaggio ore 30. Totale 80.
Per rotaie da 10 kg/m, scartamento 600, traverse in legno, per 100 m: posa ore 60; montaggio ore 40. Totale 100.
Per scartamento 750 mm 10 ore in più.

Curve - Raggio non minore di 8 m per trazione manuale, 12 per piccole locomotive; consigliabile tenerle almeno 20 volte l'interasse.

Pendenza - non superiore al 30‰, eccezionalmente 50‰ massimo Consigliabile 10 ÷ 15‰

Sforzo di trazione in piano - vagoncini fino a 1 m³: 12-14 kg per ton trainata, vagoncini da 4 m³ 8-10 kg/ton. Locomotive 12-16 kg/ton se a vapore; 10-12 se Diesel; 8-10 se elettriche.

Salite - 1 kg per ogni ton e ogni millesimo di pendenza.

Resistenza in curva (con R =raggio in m) $\div \frac{200}{R-5}$ per scartamento 600 mm.

Avviamento - da 1 a 1,4 kg/ton (accelerazione media corrispondente 0,008 ÷ 0,012 m/sec²).

Il costo è allora ricavabile dalla tab. XVII. La produzione teorica

TAB. XVII. - TRASPORTI DECAUVILLE.

Binario (con traverse in ferro)										Vagoncini decauville scartamento 600									
Rotaia peso a m kg	Peso binario completo kg/m	Peso massimo per asse montato per interasse delle traverse m					Costo binario scart. a m Lire	Tipo	Capacità m ³	Interasse mm	Q ruote mm	Peso kg	Costo L.	Durata anni	Manut. e ricambi anno % costo	Revis. annuale % costo	Lubrificazione g giorno	Consigliati per funzionare con carico a escav. mano da m ³	
		0,9	0,8	0,7	0,6	0,5													
4,5	12,5	780	860	960	1 150	1 350	1 600	cassa	0,5	500	300	290	55 000	6	6%	15%	5	si	
6	15	1 480	1 660	1 900	2 200	2 670	2 000	ferro-	0,75	525	300	335	60 000	6	6%	15%	5	si 0,4	
7	16,7	1 800	2 020	2 320	2 700	3 240	2 200	ro-	1,0	600	350	395	72 000	6	6%	16%	5	0,4	
10	25,8	2 820	3 180	3 620	4 240	5 080	3 300		1,5	800	400	830	160 000	6	6%	15%	5	0,75	
									1,75	900	450	960	190 000	6	6%	15%	5	0,75	
									tonn.										
									1,5	550	300	245	45 000	8	5%	6%	5	—	
									1	550	300	250	46 000	8	5%	6%	5	—	
									3	550	350	310	55 000	8	5%	6%	5	—	

Ammortamento binario in 10 anni.
Costo della manutenzione 10% del costo all'anno.

Locomotori Diesel per Decauville scartamento 600.

Potenza CV	Interasse mm	Minim. R curve m	Sforzo max gancio kg	Peso in lavoro tonn.	Velocità km/h	Massimo carico trascinato sulla pendenza					Costo L.	Ammort. anni	Revis. annua % costo	Perso- nale Ne	Gaso- li- o eserc. kg	Manut. e ricam. anno costo	Lubrificanti per macchine all'ora g	
						0	5%	10%	20%	40%								
8,5	700	8	540	2,8	3,2/6,7	45	31	23	15	8	1 900 000	7	12%	1	1,3	10%	15	12
12	800	10	700	3,	3/5/8/13	58	40	30	20	11	2 200 000	7	12%	1	2,0	10%	25	20
24	1 000	10	900	4,6	3/5/8/15	75	51	38	25	13	3 500 000	7	12%	1	3,5	10%	35	30
40	1 150	12	1 285	6,8	3,3/6/10/17	107	73	55	36	19	4 900 000	7	12%	1	5,5	10%	50	45

Vedi esempio dei costi di trasporto nel capitolo sui movimenti di terra. Il raggio minimo della curva dei locomotori Diesel può essere anche metà di quello dato in tabella per costruzioni speciali.

delle considerazioni generali ⁽¹¹⁾ la prima delle quali è che i mezzi di solo trasporto hanno in confronto a quelli che eseguono sia lo scavo che il trasporto, lo svantaggio di dover necessariamente combinare la loro capacità, nell'unità di tempo, con la produzione unitaria dei mezzi addetti allo scavo e al carico, in modo che nessuna delle macchine impiegate sia costretta ad intervalli di inoperosità. Ora, in pratica, non è generalmente possibile soddisfare a questa condizione.

Se indichiamo infatti con:

N il numero degli autocarri o dei treni;

Q il volume trasportato da ciascun autocarro o treno;

d la distanza di trasporto;

v_m la velocità media di trasporto;

t_c il tempo di carico;

t_s il tempo di scarico;

ponendo per semplicità $t_s/t_c = K$ si ha che, per raggiungere l'optimum di utilizzazione, deve sussistere l'uguaglianza tra il tempo necessario al carico di tutti gli autocarri o treni, meno uno, ed il tempo necessario perchè quest'uno, già caricato, compia il tragitto di andata, lo scarico e il tragitto di ritorno.

Pertanto

$$(N - 1) t_c = 2 d/v_m + t_s$$

⁽¹¹⁾ Si veda in proposito un istruttivo diagramma: ZIGNOLI V., op citata, pag. 273.

da cui

$$\begin{aligned} N &= \frac{2 d + v_m (t_c + t_s)}{v_m t_c} = \\ &= \frac{2 d + v_m t_c (1 + K)}{v_m t_c} = \\ &= \frac{2 d}{v_m t} + 1 + K \end{aligned}$$

ora d può avere qualunque valore e, soprattutto nei lavori stradali, varia col procedere dei lavori medesimi, mentre N può variare soltanto da un numero intero al successivo, essendo ovviamente da escludersi - per non avere una cattiva utilizzazione dell'elemento motore - l'impiego di autocarri o treno parzializzati, cioè con un volume riempito minore del massimo o con un numero di vagonetti inferiore a quello degli altri.

Quanto al campo d'impiego, al disotto dei 100 m opereranno utilmente gli apripista, per distanze maggiori, e fino ai 1500 m, le ruspe, mentre dai 500 ai 2500, su pista, si possono impiegare con vantaggio i dumpers e i rimorchi per mototreni. Gli autocarri si riservano di solito ai percorsi su strada al di sopra dei 1000 m.

Un discorso a parte meritano le ferrovie Decauville le quali, rispetto agli altri mezzi, hanno, in genere, minor tara da trasportare, minor consumo di energia, minor necessità di spazio non avendo bisogno di eseguire delle volte, minore esigenza di mano d'opera specializzata. Si deve inoltre tener

presente il vantaggio di poter lavorare anche con tempo molto piovoso, quando gli altri mezzi sono messi in difficoltà dal fango, specialmente su terreni argillosi.

Per contro vi è la gravosa limitazione imposta dai bassi valori delle pendenze superabili e l'onere dell'impianto della linea e dei suoi spostamenti, a cui si aggiunge la perdita di tempo imposta, all'escavatore o alla pala meccanica che effettua il carico, dalla necessità di evitare che il materiale, cadendo dalla benna, vada fuori della limitata superficie orizzontale della cassa. Pertanto si può dire che in via di massima le Decauville sono convenienti solo dove non vi siano strade, i percorsi siano pianeggianti e di lunghezza maggiore di 1000 m, le zone di carico e scarico siano concentrate, la quantità di materiale da trasportare sia notevole, il lavoro sia di lunga durata, ma non illimitata, perchè in tal caso conviene di più la costruzione di una strada.

I trasportatori a nastro sono vantaggiosi per percorsi di 100-200 m, con pendenze notevoli (5-10 %), potenzialità rilevanti e durate abbastanza lunghe.

Le teleferiche infine generalmente, nel tipo a va e vieni, sono molto adatte per brevi percorsi, pendenze superiori al 15-20 % e modeste portate, purchè il funzionamento non sia inferiore alle 1000 ore.

Carlo Bertolotti

ERRATA CORRIGE

Nel numero 8 dell'annata 1957 di questa Rassegna, Mario Valente ha pubblicato gran parte di una lettera privata inedita a lui diretta da Benedetto Croce e della quale non gli era rimasta che una copia dattiloscritta approssimativa. Se ne pubblica ora il testo completo ed esatto nell'interpretazione calligrafica della figlia dell'illustre scomparso.

Roma, 8 marzo 1945.

Preg.mo Signore,

Ho ricevuto stamane la sua lettera, e, prima di lasciare Roma, desidero darle assicurazione e dirle anche che

non ricevetti mai l'articolo che Ella mi dice di avermi mandato a Napoli.

Ho letto la lettera e mi è piaciuto il fine e forte senso che vi si sente del bello e dell'arte; e ho preso interesse anche al suo sforzo di trovare un passaggio, o meglio, un congiungimento, tra l'estetica della pura visibilità e quella della intuizione. Le confesso che non sono riuscito a bene intendere il suo pensiero; forse perchè io urto in un invincibile ostacolo nel mettere in relazione due concetti così diversi come sono quello della creatività spirituale e l'altro delle formè naturali con la cui costruzione sorgerebbe l'arte. Nè vedo divergenza di natura tra le parole-immagini

della poesia, che sono la risoluzione del sentimento nella poetica fantasia o intuizione, e i toni-immagini, le linee-immagini, i colori-immagini ecc. della musica, della scultura, della pittura, ecc.; e le une e le altre vedo sorgere dalla creatività spirituale. Così nella vecchia estetica che Herbart ideò e non potè eseguire, come nelle teorie recenti della pura visibilità e degli schemi del Wölflin.

A ogni modo, volentieri leggerò a suo tempo gli altri suoi scritti, e intanto riprenderò sul quesito.

Mi abbia con saluti

Dev.

B. Croce