

# Recensioni

## Una diga di materiali sciolti fondata su terreni molto compressibili

K. TERZAGHI, Y. LACROIX, *Mission dam: an earth and rockfill dam on a highly compressible foundation*, Géotechnique, vol. XIV, n. 1, marzo 1964.

La diga di Mission può essere considerata la più ardita opera di Ingegneria progettata da TERZAGHI nel corso della sua lunga attività professionale. Con queste parole il prof. Arthur CASAGRANDE, allievo prediletto e collaboratore di Karl TERZAGHI, presenta a pochi mesi di distanza dalla scomparsa dell'illustre studioso l'ultima sua memoria, nella quale sono trattati tutti gli aspetti essenziali dei lavori per una costruzione in terra di eccezionale importanza e difficoltà.

L'interesse del problema e dell'ardita soluzione, proposta dall'A., la completezza dei dati, che comprendono il progetto, la costruzione ed il comporta-

mento dell'opera, la concisione e la chiarezza dello stile, indimenticabili per tutti coloro che hanno avuto occasione di leggere le ultime opere di TERZAGHI, fanno di questo articolo un vero e proprio testamento spirituale di colui che, con la sua lunghissima opera di scienziato e di ingegnere, ha lasciato un'impronta indelebile in tutti i settori della moderna Tecnica delle Fondazioni e Costruzioni di Terra.

Il lungo articolo, di cui si fornisce ai lettori il presente, ampio riassunto, descrive una grande diga, costruita recentemente nel Canada, che i partecipanti al *VI Congresso Internazionale di Geotecnica* avranno occasione di visitare nel settembre del 1965.

La diga sbarra il corso del F. Bridge, nella Columbia Britannica, in una sezione ubicata a circa 43 Km a monte della confluenza di quest'ultimo con il F. Frazer (v. fig. 1).

L'acqua accumulata nel serbatoio, che ha una capacità di circa  $1000 \times 10^6$  mc, viene utilizzata a scopo idroelettrico in due centrali con potenza installata di 428.000 Kw. Due gallerie a bassa pressione collegano il serbatoio con le centrali idroelettriche, ubicate sulla riva del L. Seton ad una quota di circa 400 m inferiore a quella del lago artificiale.

L'impianto è stato realizzato in due tempi. Nel 1948 fu costruita una prima diga di sbarramento, dell'altezza di una ventina di metri, per realizzare un'opera di presa dal F. Bridge, nel punto in cui oggi ricade il piede di monte della diga di Mission.

Questo piccolo serbatoio, con massimo invaso a quota 602 m.s.m., era collegato con la galleria G1 alla prima centrale C1.

Nel 1955, per l'installazione della centrale C2, servita dalla galleria G2, l'invaso fu portato a quota 642 m.s.m. con la costruzione della diga Mission, dell'altezza di 54 m in una sezione ubicata a valle della prima, alla distanza di circa 200 m. Quest'ultima diga fu costruita senza interrompere l'esercizio del primo impianto.

Entrambe le dighe sono di materiali sciolti; per brevità, la prima, che nei riguardi della diga di Mission, può considerarsi come un'avandiga, sarà indicata nel testo e nelle figure come « diga A ».

Prima di descrivere le opere, gli AA. forniscono ampie notizie sulla geologia della zona, in partico-

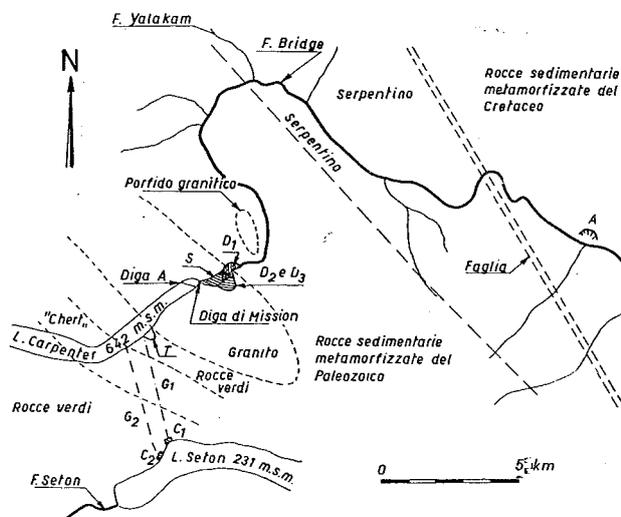


Fig. 1 - Cartina geologica di orientamento del bacino del F. Bridge.

- C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub> - centrali idroelettriche
- G<sub>1</sub>, G<sub>2</sub> - gallerie
- A - cava di argilla
- D<sub>1</sub>, D<sub>2</sub>, D<sub>3</sub> - cave di materiali grossolani
- S - cava di sabbia
- T - cava del materiale di transizione.

lare della stretta, e sulle caratteristiche tecniche dei terreni di fondazione e di imposta dello sbarramento.

Il F. Bridge scorre in una valle formatasi per erosione di rocce sedimentarie metamorfizzate interessate da frequenti pieghe. In prossimità della confluenza con il F. Frazer la vallata è attraversata da una grande faglia, che separa le rocce del Cretaceo da quelle più antiche.

Dalla faglia, procedendo verso monte, si incontrano in successione: serpentino, varie rocce sedimentarie metamorfizzate del Paleozoico, granito, rocce verdi, « chert » e nuovamente rocce verdi.

Le pareti rocciose della valle, notevolmente ripide, sono dovunque ammantate da potenti falde di detrito. L'abbondante materiale, di varia natura e composizione granulometrica, costituente queste falde (v. fig. 1), è stato impiegato per la costruzione del rilevato della diga.

La sezione di sbarramento ricade nel granito in un punto dove la valle si restringe fino a formare una stretta gola (v. fig. 2).

Nel Pleistocene la zona è stata ricoperta da una spessa coltre di ghiaccio, da cui hanno avuto origine i tipici depositi fluvio-glaciali, che occupano la valle. Successivamente questi depositi sono stati parzial-

mente incisi dalla corrente del fiume, che ha via via approfondito il suo letto.

L'esistenza di terrazzi alluvionali lungo le sponde dimostra che un tempo il fondo valle doveva trovarsi ad una quota di almeno 60 m superiore all'attuale. Durante il processo di deposito ebbero temporanea esistenza nella valle alcuni laghi glaciali, che dettero origine a cospicui banchi di argille a varve. Uno di questi laghi esisteva nella zona indicata con A in fig. 1, ad est della faglia, ad una quota notevolmente superiore a quella dell'attuale fondo valle.

I resti del banco di argilla, che occupava il fondo di questo lago e che il fiume non ha asportato dai fianchi della valle, sono stati impiegati per la costruzione della struttura di tenuta della diga.

Un secondo lago esisteva sul fondo valle nella zona della stretta. In questo lago ha avuto origine un banco di argilla, dello spessore massimo di almeno 25 m, la cui presenza ha dato luogo alle più gravi difficoltà connesse con il progetto e la costruzione della diga.

I limiti di questo banco di argilla sono rappresentati nella planimetria di fig. 2, dalla quale si rileva altresì la posizione della diga e delle altre opere.

I rapporti del banco di argilla con i terreni allu-

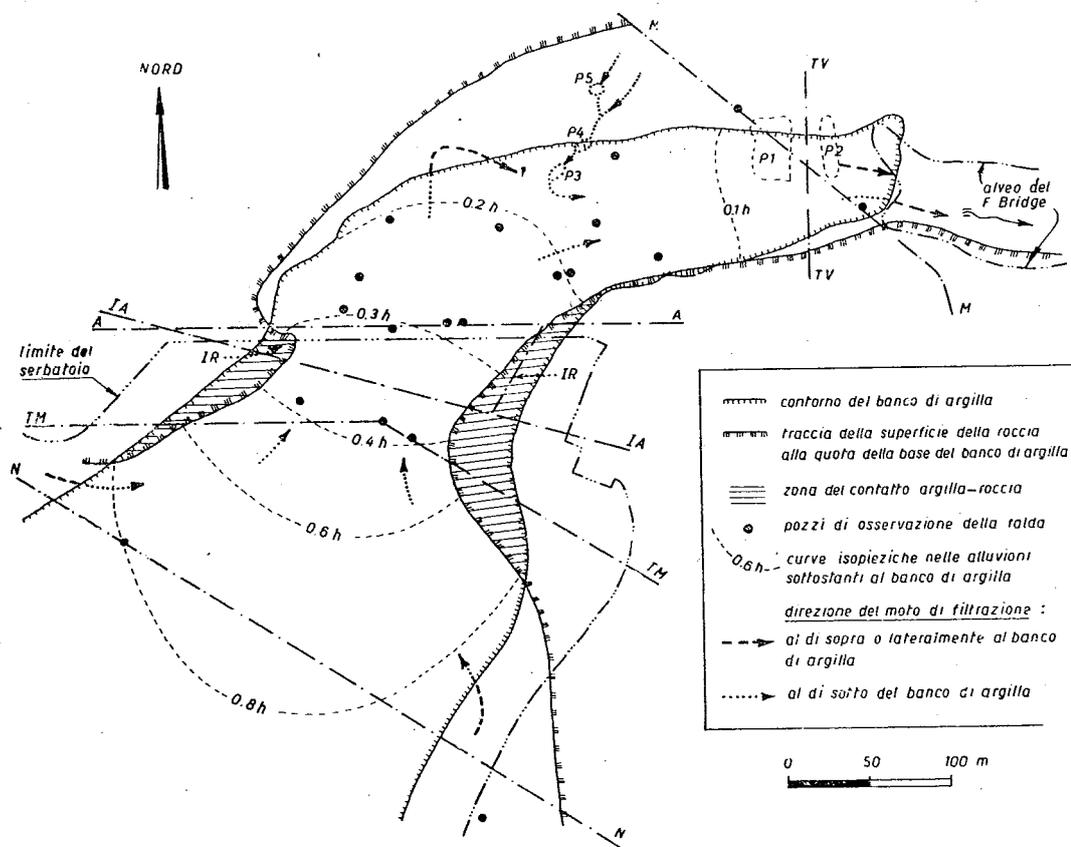


Fig. 2 - Planimetria della zona della stretta e rappresentazione del moto di filtrazione nel sottosuolo prima della costruzione della diga.

- |                                     |   |   |
|-------------------------------------|---|---|
| MM                                  | - | asse della diga di Mission  |
| AA                                  | - | asse della diga A   |
| TM                                  | - | asse della tura di monte per la diga A  |
| TV                                  | - | asse della tura di valle per la diga A  |
| IA                                  | - | asse della cortina di iniezioni nelle alluvioni   |
| IR                                  | - | assi delle cortine di iniezioni nella roccia  |
| NN                                  | - | traccia della sezione rappresentata in fig. 4   |
| h                                   | - | differenza tra le quote del p.l. del serbatoio e del p.l. del fiume a valle della stretta |
| P <sub>1</sub> . . . P <sub>5</sub> | - | zone di intersezione della falda con la superficie topografica.                           |

vionali, che occupano il fondo valle, e con la roccia affiorante sui fianchi sono chiariti in fig. 3 dalla sezione d'insieme che ha la traccia indicata con IA nella fig. 2.

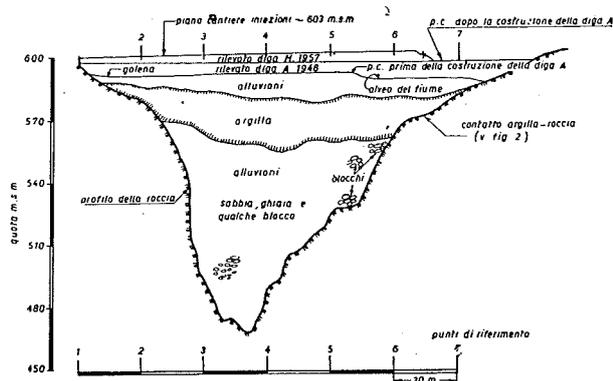


Fig. 3 - Sezione d'insieme dei terreni di fondazione lungo l'allineamento IA di fig. 2.

Dalla sezione si rileva che il banco di argilla interrompe un potente materasso di alluvioni grossolane, costituite da sabbia, ghiaia e qualche blocco, che si estendono fino alla profondità di oltre un centinaio di metri dal fondo valle.

Nella sezione rappresentata in fig. 3 e lungo tutto il tronco della valle indicato a tratteggio in fig. 2 l'argilla si trova a diretto contatto delle pareti rocciose. Lo spessore del banco diminuisce verso valle fino a ridursi a zero in prossimità dell'asse MM della diga.

L'argilla ha caratteristiche molto scadenti. Il contenuto naturale d'acqua è maggiore del limite di liquidità in prossimità della superficie del banco e solo verso il fondo risulta più basso di questo limite; la compressibilità è molto elevata ed è caratterizzata da valori, misurati in laboratorio, dell'indice di compressibilità  $C_c$  compresi tra 0,25 e 0,55.

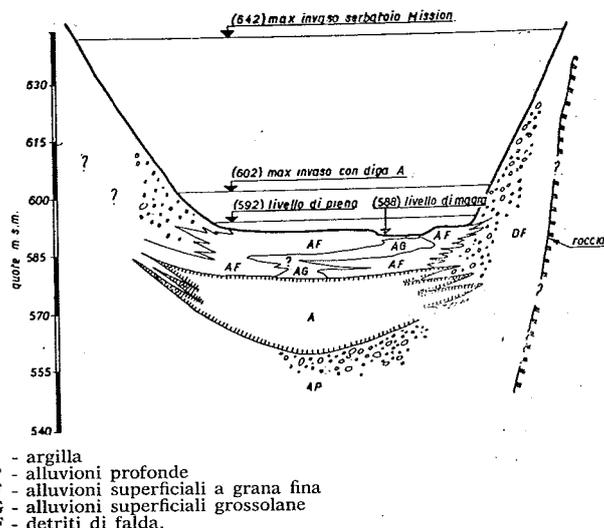
Con misure in sito, predisposte fin dall'epoca in cui fu costruita la diga A, si è potuto accertare che entro le alluvioni grossolane ha sede una complessa circolazione idrica. Finchè il pelo libero dell'acqua nel serbatoio creato dalla diga A ha oscillato al di sotto delle quota 592 m.s.m., l'acqua nelle alluvioni

sottostanti il banco di argilla è rimasta ferma; ma, non appena il livello ha superato la suddetta quota si è stabilita una comunicazione fra il serbatoio e la sottostante falda profonda e quest'ultima si è posta in movimento.

Nella fig. 2 è rappresentato con linee izopieziche l'andamento di questo moto di filtrazione nelle alluvioni sottostanti il banco di argilla dopo la costruzione della diga A per effetto di una differenza di carico  $h$  pari a circa 10 m tra la quota del serbatoio e la quota del pelo libero del fiume a valle del banco di argilla.

La spiegazione di questo fenomeno è stata fornita da Terzaghi in base allo schema della fig. 4, che rappresenta la sezione d'insieme indicata con NN nella fig. 2.

In questa sezione, tracciata alquanto più a monte di quella IA della precedente fig. 3, le alluvioni sono distinte in quelle grossolane AG, depositate dal fiume durante le piene nell'alveo vero e proprio,

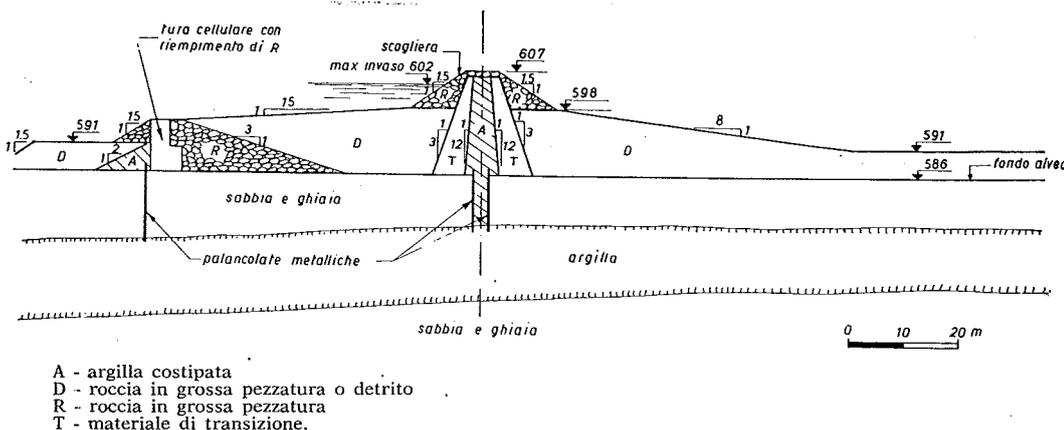


- A - argilla
- A P - alluvioni profonde
- A F - alluvioni superficiali a grana fina
- A G - alluvioni superficiali grossolane
- D F - detriti di falda.

Fig. 4 - Sezione d'insieme della valle del F. Bridge lungo l'allineamento NN di fig. 2.

ed in quelle AF a grana molto più fina e perciò molto meno permeabili, che sono sedimentate nei punti dove la corrente era più lenta.

In prossimità delle sponde della valle le alluvioni



- A - argilla costipata
- D - roccia in grossa pezzatura o detrito
- R - roccia in grossa pezzatura
- T - materiale di transizione.

Fig. 5 - Sezione tipo della diga A.

AF sono a contatto dei materiali costituenti le falde detritiche, che ivi ammantano la roccia. Si noti esplicitamente che, a differenza di quanto accade nella sezione rappresentata in fig. 3, neanche il banco di argilla, per la presenza dei materiali detritici, si trova qui a diretto contatto della roccia.

È facile comprendere, quindi, come, per effetto del sovrizzo del pelo libero oltre la quota 592 m.s.m., l'acqua del serbatoio abbia aggirato il banco di argilla ponendosi in comunicazione con la falda sottostante.

Questa situazione, rivelatasi già all'epoca dei lavori per la costruzione della diga A, ha condizionato notevolmente la scelta del dispositivo di tenuta della diga principale.

All'epoca in cui fu decisa la costruzione della diga di Mission, la diga A si trovava già in esercizio da una decina di anni. I dati disponibili sul comportamento di quest'opera hanno costituito perciò un validissimo elemento di giudizio negli studi di progetto della diga principale.

Poiché la diga A, per ragioni di tenuta, era ubi-argilla, innanzi descritto, era in contatto con la roccia delle sponde (v. fig. 2), essa fu incorporata nella diga di Mission e divenne parte integrante di quest'ultima. Per comprendere, quindi, l'impostazione del progetto è opportuno esaminare dapprima i particolari della diga A, la cui sezione tipo è rappresentata in fig. 5.

Il rilevato è costituito da un nucleo centrale piuttosto sottile, di argilla A costipata, che si estende in profondità fino ad ammortarsi con un taglione nel

banco di argilla in fondazione, e da due fianchi di materiali detritici grossolani D e R.

Lo scavo del taglione è stato condotto entro due file di palancole metalliche. Tra il materiale dei fianchi e quello del nucleo sono state disposte due zone di transizione costituite da materiali T a granulometria intermedia.

Nella fig. 6 è rappresentata la curva dei cedimenti dei terreni di fondazione, misurati in 10 anni di esercizio della diga A, in un punto situato sul fondo del taglione all'incirca alla quota del tetto del banco di argilla.

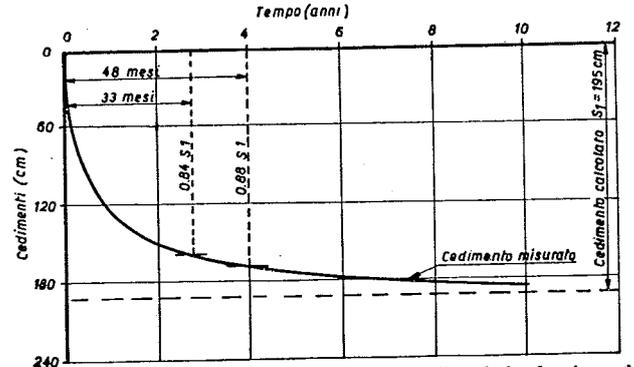


Fig. 6 - Rappresentazione dei cedimenti della diga A in funzione del tempo in un punto situato sul fondo del taglione all'incirca alla quota del tetto del banco di argilla.

I risultati di queste misure, opportunamente interpretati per tenere conto delle variabili caratteristiche dei terreni di fondazione e delle diverse condizioni

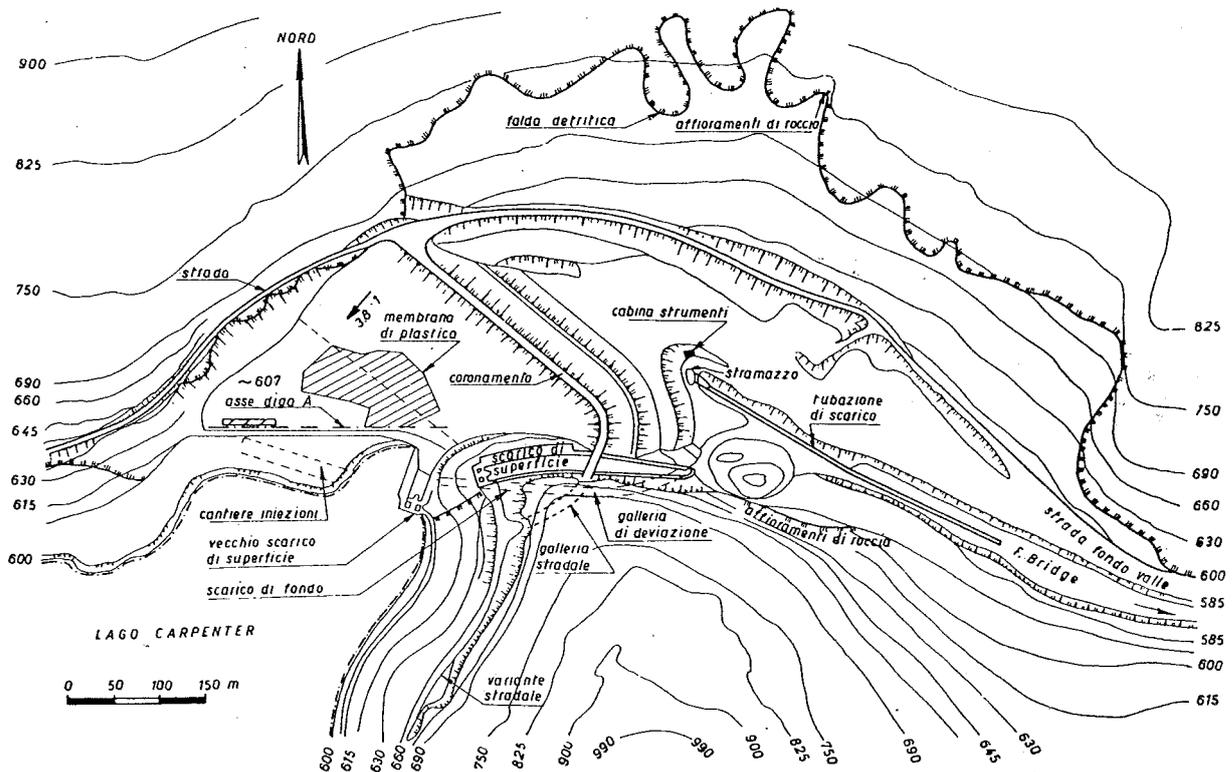
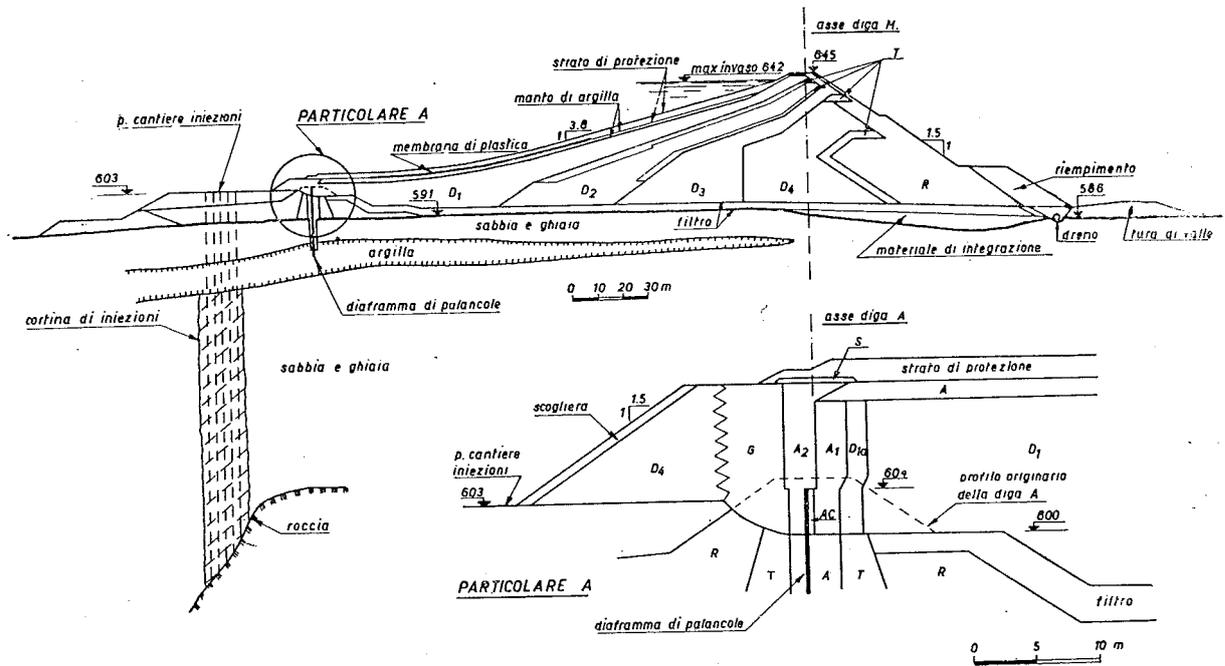


Fig. 7 - Planimetria della diga di Mission.



- D<sub>1</sub>, D<sub>2</sub>, D<sub>3</sub>, D<sub>4</sub> - materiali detritici grossolani di varia pezzatura impiegati nella costruzione del rilevato
- D<sub>1a</sub> - materiale della classe D<sub>1</sub> selezionato
- R - roccia in grossa pezzatura
- T - materiale di transizione
- S - sabbia
- G - ghiaia
- A - argilla del nucleo della diga A
- A<sub>1</sub> - argilla molto consistente
- A<sub>2</sub> - argilla molle
- A<sub>C</sub> - argilla - cemento.

Fig. 8 - Sezione tipo della diga di Mission.

al contorno del problema, sono stati utilizzati per il progetto della diga di Mission.

La planimetria e la sezione tipo di questa diga sono rappresentate rispettivamente nelle figg. 7 e 8.

Dalla sezione si rileva chiaramente che il banco di argilla in fondazione si estende fin quasi all'asse della diga. Data la ridottissima resistenza di questo terreno è stato necessario assegnare al paramento di monte della diga una pendenza molto lieve. La tenuta attraverso i terreni di fondazione è assicurata nelle alluvioni sottostanti il banco di argilla al piede di monte della diga, da una grande cortina di iniezioni di miscele di argilla e cemento, che si spinge fino alla roccia; nelle alluvioni superficiali la tenuta è stata realizzata mediante un diaframma di palancole metalliche, battute attraverso il nucleo della diga A fino al banco di argilla.

La necessità di adottare quest'ultimo provvedimento è scaturita dall'osservazione del comportamento dell'esistente struttura di tenuta della diga A, sulla cui efficienza, sotto il nuovo, più alto gradiente di carico, non è stato possibile fare assegnamento.

Per il collegamento della cortina di iniezioni con il diaframma di palancole il trattamento di impermeabilizzazione è stato esteso alle formazioni rocciose lungo i fianchi della valle secondo gli allineamenti IR indicati in fig. 2.

La tenuta del rilevato è stata affidata ad un manto di argilla dello spessore di m 1,50, poggiante sul paramento di monte della diga.

Dell'eventualità che il manto potesse lesionarsi

per effetto di fenomeni di ritiro dell'argilla e, più ancora, dei prevedibili rilevanti cedimenti differenziali dei terreni di fondazione, si è tenuto conto assegnandogli una forma leggermente convessa ed inoltre proteggendo la zona centrale del paramento di monte con una sottile membrana flessibile di chiusura di polivinile. Sul manto è stato disposto uno strato di protezione di materiale grossolano.

Per la costruzione del rilevato era disponibile in prossimità della stretta (v. fig. 1) una gamma di materiali detritici grossolani di composizione granulometrica compresa entro un ampio intervallo.

Attraverso accurate indagini in sito ed in laboratorio è stato possibile riconoscere e classificare questi materiali in quattro tipi di diversa composizione granulometrica, cui corrispondono mediamente i seguenti valori del coefficiente di permeabilità:

Tipo	k [cm · sec <sup>-1</sup> ]
D1	5 × 10 <sup>-5</sup>
D2	5 × 10 <sup>-4</sup>
D3	5 × 10 <sup>-3</sup>
D4	5 × 10 <sup>-2</sup>

Nella sezione tipo questi materiali sono disposti ed ordinati da monte verso valle secondo permeabilità decrescente (v. fig. 8). Il riconoscimento e la

classifica del materiale detritico nelle suddette classi durante la posa in opera venivano effettuati ad occhio e di tanto in tanto controllati con apposite prove di laboratorio nel corso dei lavori.

Il fianco di valle, infine, è in buona parte costituito da roccia lapidea R posta in opera in frammenti di grossa pezzatura.

Tra le varie parti della diga costituite dai materiali delle classi D sono opportunamente disposti materiali di transizione T di composizione granulometrica intermedia. Un filtro, costituito dalla sabbia S, è stato disposto sul piano di posa della diga al contatto delle alluvioni di fondazione, contenenti spesso blocchi, con il materiale del rilevato.

La fig. 9 illustra la diga in costruzione nell'ottobre del 1958.

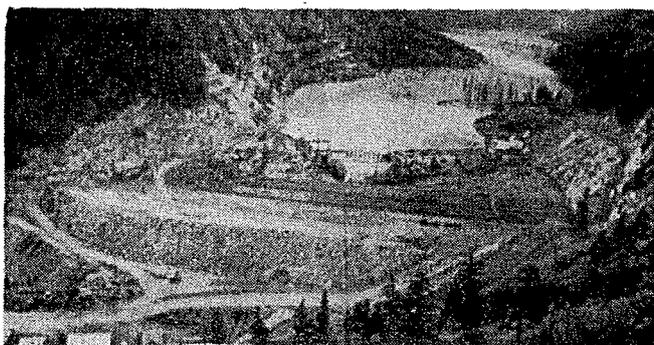


Fig. 9 - Veduta del cantiere della diga di Mission in costruzione nell'ottobre 1958.

Gli AA. della memoria forniscono molte notizie sui particolari costruttivi della diga nonché sul trattamento e sulla posa in opera dei materiali.

Non potendo riportare qui tutti i particolari, si descriveranno brevemente solo i lavori di impermeabilizzazione delle alluvioni ed alcuni dettagli relativi alla palancolata al piede della diga.

Il progetto della cortina di iniezioni nelle alluvioni grossolane fu basato sulle esperienze acquisite in occasione di due precedenti lavori di grande importanza in condizioni simili: le dighe di Serre Ponçon in Francia e di Assuan in Egitto.

In entrambi i casi citati l'esperienza ha dimostrato che i risultati che si conseguono con un trattamento di iniezioni di miscele di argilla e cemento, sono diversi secondo il valore medio originario del coefficiente di permeabilità  $k$  delle alluvioni.

Se tale coefficiente supera nell'ordine di grandezza circa  $1 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \cdot \text{sec}^{-1}$ , il trattamento con iniezioni riduce la permeabilità a circa  $2 \cdot 10^{-4} \text{ cm} \cdot \text{sec}^{-1}$ , indipendentemente dal valore originario di  $k$ .

Se, invece, il materiale ha già originariamente un coefficiente di permeabilità inferiore a  $1 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \cdot \text{sec}^{-1}$ , l'efficacia del trattamento è tanto più ridotta e quindi tanto più elevata risulta la permeabilità del materiale trattato, quanto più basso è il valore originario di  $k$ . Infine, quando  $k$  è inferiore a  $1 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \cdot \text{sec}^{-1}$ , il trattamento con iniezioni può considerarsi del tutto inefficace.

In altre parole, è stato dimostrato che la miscela può penetrare facilmente solo in materiali di permeabilità superiore ad un certo limite e che la riuscita

del trattamento dipende in misura considerevole dai dettagli della stratigrafia.

Nel caso della diga di Mission le misure in sito hanno fornito per le alluvioni un coefficiente di permeabilità dell'ordine di  $1 \cdot 10^{-1} \text{ cm} \cdot \text{sec}^{-1}$ . Sulla base delle precedenti esperienze, cui si è accennato, si è previsto, perciò, che il trattamento con iniezioni potesse ridurre il valore di  $k$  a circa  $2 \cdot 10^{-4} \text{ cm} \cdot \text{sec}^{-1}$ . Con un carico  $H = 54 \text{ m}$  e posto intorno a  $3 \div 4$  il valore massimo della cadente piezometrica compatibile con la sicurezza della struttura di tenuta, si è adottato per la cortina di iniezioni uno spessore di circa  $15 \text{ m}$ .

L'intera cortina, sulla cui esecuzione gli AA. forniscono molti interessanti particolari, si estende per una superficie di circa  $6000 \text{ mq}$ .

La miscela è stata formata con cemento Portland (1) e con argilla prelevata dalla medesima cava utilizzata per il manto sul paramento di monte della diga.

Il diaframma di palancole, che, attraverso il nucleo della diga A, rende più sicuro ed efficace il collegamento del manto impermeabile sul paramento di monte con il banco di argilla in fondazione (v. fig. 8), è fondato sulla roccia in corrispondenza dei due fianchi della valle e sull'argilla cedevole nel tratto centrale. Era da prevedersi, quindi, che lungo l'asse della struttura si verificassero rilevanti cedimenti differenziali.

Allo scopo di rendere la struttura molto deformabile nel piano delle palancole e garantirne al tempo stesso la continuità, queste sono state costruite con sezioni arcuate e munite di collegamenti molto resistenti.

Per la previsione del comportamento della palancolata nei riguardi dei cedimenti differenziali, sono state considerate in progetto varie ipotesi sul possibile valore del rapporto fra la resistenza d'attrito laterale e la resistenza all'infilamento, in modo da tener conto delle condizioni di lavoro più sfavorevoli.

Per l'esecuzione del lavoro, poichè non è stato possibile battere la palancolata, della profondità di circa  $30 \text{ m}$ , interamente entro l'argilla del nucleo, che si presentava nel complesso molto consistente, si è effettuato dapprima uno scavo in trincea, della profondità di circa  $20 \text{ m}$ , lavorando in fanghi bentonitici, e, successivamente, si sono infisse le palancole per la restante parte.

Molto interessante è il particolare del collegamento, che costituisce uno dei punti più delicati dell'intera opera, della palancolata con il rilevato della diga e quindi con il manto di argilla sul paramento di monte (v. fig. 8).

Il rinfiacco di argilla consistente A1 ha la funzione di opporsi ad un eccessivo spostamento verso valle della testata del diaframma; l'argilla molle A2, invece, si lascerebbe facilmente attraversare dalle palancole, nel caso che queste subiscano cedimenti inferiori a quelli del vicino rilevato. La unisce l'argilla-cemento AC, iniettata a ridosso del diaframma, assicura la tenuta anche nel tratto costruito in trincea entro i fanghi di bentonite.

Lavori molto difficili ed impegnativi si sono resi

(1) Gli AA. precisano che si tratta del cemento Portland tipo 1, secondo la classifica riportata nelle norme americane.

necessari anche per realizzare un efficiente collegamento della palancolata ai fianchi rocciosi della valle, che sono ricoperti da una potente coltre detritica.

È interessante notare esplicitamente che tutti i lavori innanzi descritti sono stati svolti senza interrompere l'esercizio della centrale C1, preesistente alla costruzione della diga.

La figura 10 rappresenta la diga di Mission all'epoca del primo invaso nel settembre 1960.

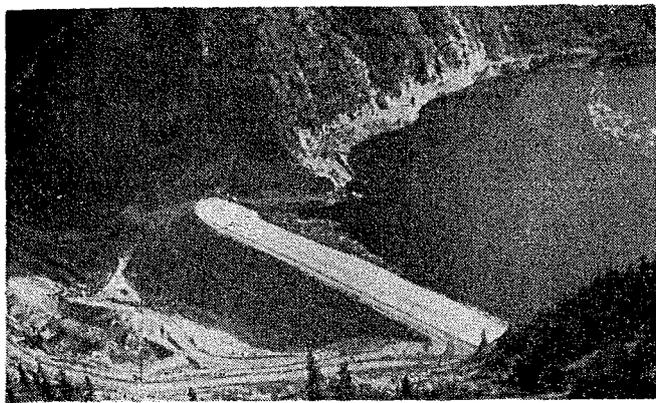


Fig. 10 - La diga di Mission all'epoca del primo riempimento del serbatoio nel settembre 1960.

Nell'ultima parte della memoria gli AA. riferiscono sui risultati delle misure in sito e ne traggono interessanti conclusioni sul comportamento della diga durante il corso dei lavori ed in tre anni di esercizio.

Nel corso dei lavori sono stati predisposti numerosi punti di riferimento per misurare i cedimenti del piano di posa della diga e del paramento di monte, nonché gli spostamenti della palancolata. Inoltre sono stati installati piezometri del tipo U.S. B.R. nelle alluvioni profonde per controllare il fun-

zionamento della cortina di iniezioni e strumenti per la misura delle portate filtranti a valle della diga.

Una rappresentazione d'insieme molto espressiva dei risultati delle misure dei cedimenti del paramento di monte della diga per effetto del primo riempimento del serbatoio è quella di fig. 11, dove sono costruite per interpolazione le curve, che uniscono i punti in cui si sono verificati eguali incrementi dei cedimenti. Nella medesima figura sono tracciate le curve di eguale spessore del banco di argilla di fondazione.

Si osserva che, per effetto della pressione trasmessa dal serbatoio, si è verificato un incremento massimo dei cedimenti dell'ordine di 1 m. La deformata del paramento della diga segue nelle grandi linee l'andamento dello spessore del banco di argilla cedevole.

Nella figura 12 sono rappresentati in funzione del tempo i cedimenti complessivamente verificatisi dall'inizio dei lavori in tre punti del piano di posa del fianco di monte della diga. L'ubicazione dei punti di misura risulta dalla fig. 10.

Si rileva che nei punti SP8 e SP9 sono stati misurati, dopo tre anni dal termine dei lavori, cedimenti dell'ordine di 3 m. Di questi, circa la metà si sono verificati dopo il termine della costruzione del manto di argilla sul paramento di monte. In conseguenza di cedimenti tanto elevati quest'ultimo si è lesionato in alcuni punti, specie per effetto del primo invaso. I danni sono stati riparati e successivamente, il comportamento del manto è risultato soddisfacente.

In progetto i calcoli dei cedimenti della diga erano stati effettuati assegnando all'argilla di fondazione un valore medio dell'indice di compressibilità  $C_c = 1$ , quale si era dedotto dall'interpretazione delle misure effettuate per la diga A. Per semplicità si era supposto che  $C_c$  fosse indipendente dalla profondità e che l'andamento della consolidazione fosse indipendente dallo spessore del banco.

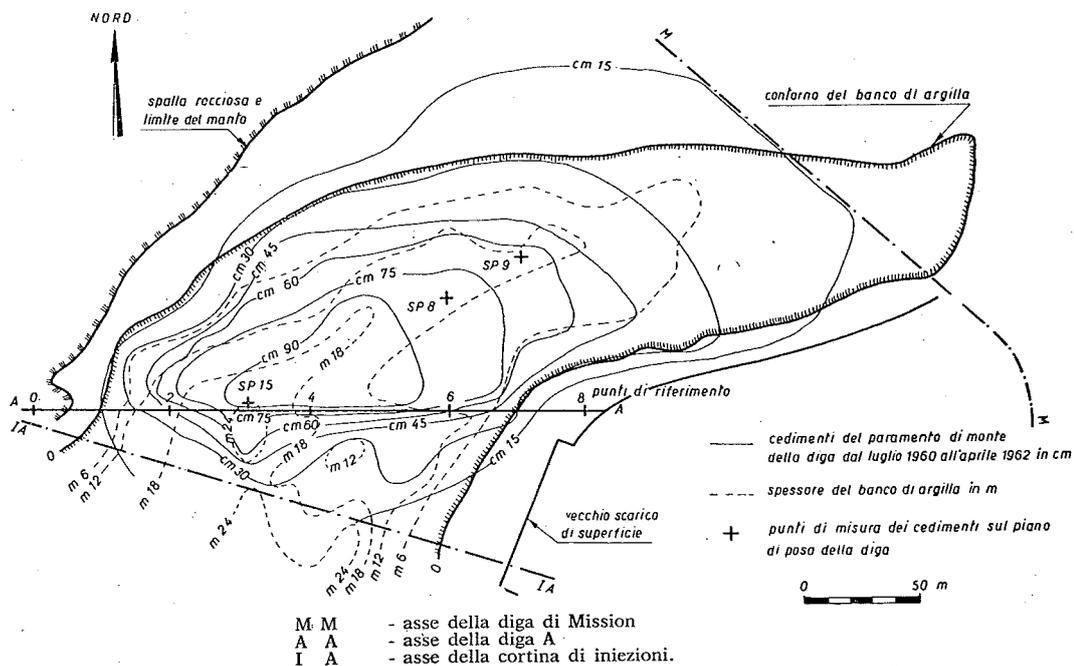


Fig. 11 - Rappresentazione degli incrementi dei cedimenti del paramento di monte della diga per effetto della pressione trasmessa dal serbatoio.

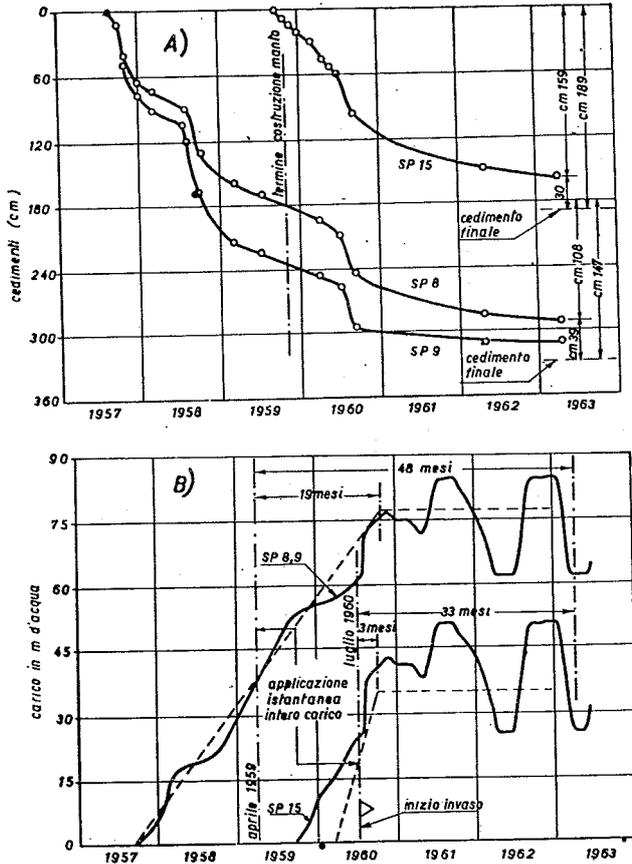


Fig. 12 - a) Cedimenti misurati in tre punti del piano di posa sotto il fianco di monte della diga in funzione del tempo - b) Carico, espresso in m d'acqua, agente nei punti di misura in funzione del tempo.

I risultati delle misure dei cedimenti si interpretano con valori dell'indice  $C_c$  variabili fra 0,57 e 1,20, in discreto accordo con il valore medio posto a base dei calcoli di progetto.

Nel diagramma della fig. 12b è rappresentato il carico, espresso in m d'acqua, agente nei punti di misura precedenti in funzione del tempo.

Per l'interpretazione dell'andamento dei cedimenti nel tempo gli AA. tengono conto della graduale applicazione del carico con la regola approssimata di TERZAGHI (1) sostituendo alle curve di fig. 12b le spezzate indicate a tratteggio. Secondo questo procedimento il cedimento all'epoca dell'ultima livellazione è uguale a quello che si sarebbe verificato se l'intero carico fosse rimasto applicato per un periodo di 48 mesi nei punti SP8 e SP9 e di 33 mesi nel punto SP15.

Gli AA. interpretano le curve cedimenti-tempo nell'ipotesi che il grado di consolidazione del terreno di fondazione della diga al tempo generico  $t$  sia pari a quello rilevato nel punto di misura SP1 della diga A, dove, dopo 10 anni di osservazioni il fenomeno della consolidazione può considerarsi esaurito.

I cedimenti verificatisi lungo l'asse della palancolata sono rappresentati con il diagramma di fig. 13, dal quale risulta un valore massimo di oltre 1 m

(1) Cfr. TERZAGHI K. - *Theoretical Soil Mechanics*, J. Wiley, 1943, pagg. 286-289.

nella zona centrale, dove le palancole sono fondate sull'argilla.

Il cedimento diminuisce via via che ci si allontana da questa zona, fino a ridursi a valori molto piccoli in prossimità dei fianchi della valle, dove le palancole poggiano sulla roccia. Tuttavia, il comportamento della struttura è stato sotto ogni riguardo soddisfacente, grazie agli accorgimenti costruttivi, cui si è già accennato.

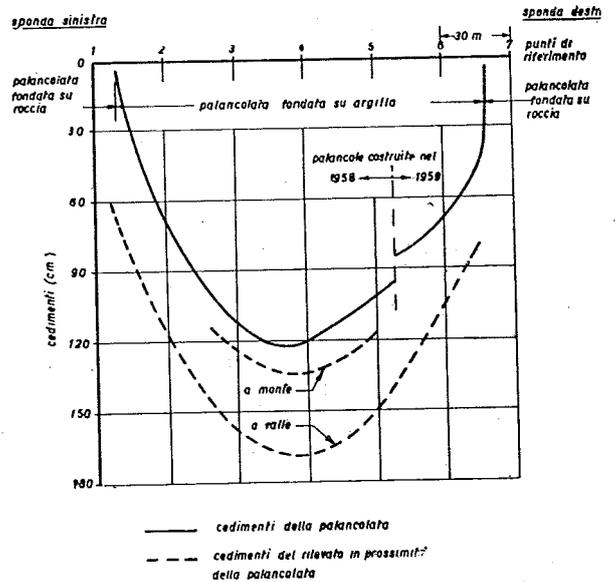


Fig. 13 - Cedimenti del diaframma di palancole nel 1962.

Nella fig. 13 sono indicati anche i cedimenti del rilevato in prossimità della palancolata, a monte ed a valle di questa. Si osserva che a valle della palancolata i cedimenti sono più elevati di quelli misurati a monte. Ciò si spiega tenendo presente che a valle del diaframma, per la presenza del manto impermeabile sul paramento della diga, la pressione di consolidazione agente sul banco di argilla di fondazione comprende tutto il carico trasmesso dall'acqua del serbatoio.

Gli AA. riportano infine i risultati delle misure della portata filtrante a valle della diga.

La perdita totale non ha superato al massimo invaso i  $150 \div 200$  l/sec circa. Gli AA. calcolano che attraverso la cortina di iniezioni filtri una portata di circa 30 l/sec e che la restante parte della perdita si verifichi per aggiramento della struttura di tenuta nei fianchi della valle ed attraverso piccole lesioni del manto sul paramento di monte della diga.

Nel concludere la lettura di quest'ultima memoria di TERZAGHI si avvertirà come la mirabile sintesi, con la quale sono in essa presentati tutti i vari aspetti, in cui si articolano i problemi di progetto e di costruzione della grandiosa opera descritta, saldando nel modo più completo le maglie dell'anello, che congiunge la Geologia alla Geotecnica ed alle Costruzioni Idrauliche, e, quindi, all'Ingegneria, porti a riflettere, forse più che in ogni altra occasione, sull'arbitrarietà dei confini, entro i quali, in omaggio alla sistematica degli studi, si è costretti a circoscrivere l'oggetto delle singole discipline.

(Ruggiero Jappelli)