

# ATTI E RASSEGNA TECNICA

DELLA SOCIETÀ DEGLI INGEGNERI E DEGLI ARCHITETTI IN TORINO

RIVISTA FONDATA A TORINO NEL 1867

**FIAT**  
TORINO

**SOCIETÀ  
PER AZIONI  
UNIONE  
CEMENTERIE**

**MARCHINO  
EMILIANE**

E DI

**AUGUSTA**

**UNI CEM**

Direzione Generale:  
Via C. Marengo 25  
10126 TORINO

NUOVA SERIE . ANNO XXV . N. 11-12 . NOVEMBRE-DICEMBRE 1971

## SOMMARIO

### ATTI DELLA SOCIETÀ

<i>Dalle antiche cronache della Società, problemi iniziali ed anche attuali. Adunanza del 19 dicembre 1868 . . . . .</i>	pag. 213
<i>Riunione del 22 ottobre 1971. Conferenza di N. Negroponte « The architecture machine » . . . . .</i>	» 213
<i>Visita alla centrale termoelettrica di Vado Ligure . . . . .</i>	» 214
<i>Il camminatore osserva: strada contro fume... . . . . .</i>	» 243
<i>Soci scomparsi . . . . .</i>	» 214

### RASSEGNA TECNICA

<i>C. CODEGONE - Il centenario della galleria del Frejus . . . . .</i>	» 215
<i>Val di Susa 13-14 giugno 1957, promemoria di C. MORTARINO . . . . .</i>	» 218
<i>F. LEVI - Saggio sull'applicazione dei moderni principi di sicurezza in campo geotecnico . . . . .</i>	» 219
<i>E. LEPORATI - Analisi di sicurezza di pali di fondazione in terreni coesivi . . . . .</i>	» 226
<i>G. GATTI - Dimensionamento di pali soggetti a forze assiali in terreni non coesivi . . . . .</i>	» 229
<i>La centrale termoelettrica di Vado Ligure (sintesi data da D. BUELLI) . . . . .</i>	» 239
<i>INDICE DELL'ANNATA 1971 . . . . .</i>	» 244
<i>INDICE DEGLI AUTORI . . . . .</i>	» 246

Direttore: Carlo Mortarino.

Comitato di redazione: Gaudenzio Bono, Cesare Codegone, Federico Filippi, Mario Federico Roggero, Rinaldo Sartori, Paolo Verzone, Vittorio Zignoli.

Comitato esecutivo: Anna E. Amour, Giovanni Bernocco, Mario Brunetti, Dante Buelli, Jacopo Candeo Cicogna, Piero Carmagnola, Loris Garda, Elvio Nizzi, Ugo Piero Rossetti, Secondo Zabert.

REDAZIONE: Torino - Corso Duca degli Abruzzi, 24 - telefono 55.16.16.

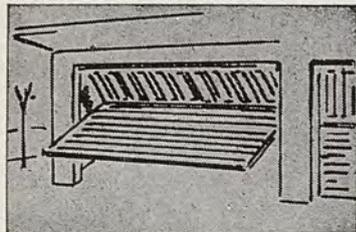
SEGRETERIA: Torino - Corso Siracusa, 37 - telefono 86.90.36/37/88.

AMMINISTRAZIONE: Torino - Via Giolitti, 1 - telefono 53.74.12.

Publicazione mensile inviata gratuitamente ai Soci della Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino. — Per i non Soci: abbonamento annuo L. 6.000. - Estero L. 8.000. Prezzo del presente fascicolo L. 600. Arretrato L. 1.000.

La Rivista si trova in vendita: a Torino presso la Sede Sociale, via Giolitti, 1.

SPEDIZIONE IN ABBONAMENTO POSTALE — GRUPPO III/70



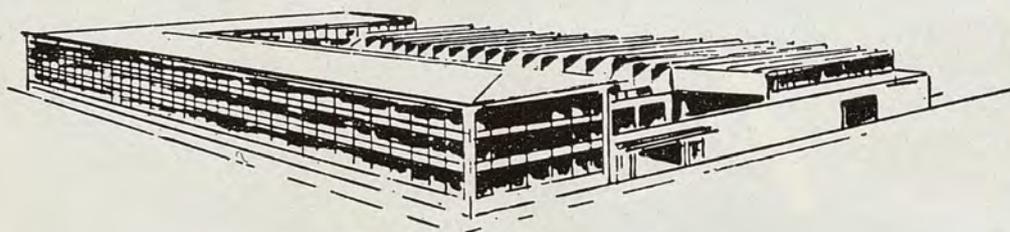
SERRANDE DI SICUREZZA

**BENEDETTO PASTORE**

S.p.A.

Capitale Sociale L. 425.000.000

**ESPORTAZIONE** TUTTI I TIPI DI CHIUSURE DI SICUREZZA, AVVOLGIBILI "CORAZZATA" RIDUCIBILI, RIPIEGABILI, SCORREVOLI A BILICO PER ABITAZIONI, NEGOZI, GARAGES, STABILIMENTI



SEDE E STABIL.: 10152 TORINO - C. NOVARA, 112 - TEL. 233.933 (5 linee)



IMPIANTI TERMICI

RADIAZIONE

CONDIZIONAMENTO

VENTILAZIONE

IDRAULICI SANITARI

**g. SARTORIO e f.**

DI ING. LORENZO SARTORIO & C. S.A.S.

10139 - TORINO - VIA BARDONECCHIA, 5



TELEF. 37.78.37  
(3 linee con ric. autom.)

**ALCESTRUZZI**  
**TORINO**

SpA

UFFICI E SEDE: VIA TIRRENO N. 45  
TEL. 502.102 (ric. aut.) - 10134 TORINO

**INDUSTRIA DEL CALCESTRUZZO PRECONFEZIONATO**



CENTRALI DI BETONAGGIO N. 9

TORINO

- Via Nallino, ang. C. Orbassano - tel. 393.996
- Via Sandro Botticelli - tel. 267.010
- Via Pietro Cossa - tel. 737.070

MONCALIERI

- Corso Trieste, 140 - tel. 667.786
- Regione Bauducchi - Corso Savona, 76 - tel. 645.859

LA LOGGIA

VENARIA

RIVOLI

ORBASSANO

- Str. Statale n. 20 - Ponte Chisola - tel. 645.983
- Strada Caselle - tel. 592.800
- C.so IV Novembre - tel. 950.416
- Str. Beinasco

CALCESTRUZZI A DOSAGGIO, A RESISTENZA GARANTITA E SPECIALI - GETTI CON POMPA

## Dalle antiche cronache della Società: problemi iniziali ed anche attuali

ADUNANZA DEL 19 DICEMBRE 1868 (PRESIDENZA RICHELMY)

Citata da Carlo MORTARINO

... ha la parola il prof. Cavallero per sviluppare la sua proposta della istituzione di un GIORNALE che sarebbe pubblicato dalla Società. Egli esordisce accennando che la nostra associazione nei due anni da che esiste, condusse una vita un po' stentata, ed ha bisogno di essere condotta sopra una via di maggiore attività. Che fra i mezzi indicati dal regolamento come atti allo scopo che ci proponiamo, egli crede veramente utile soltanto quello delle pubblicazioni, ma non sono sufficienti quelle fatte col sistema tenuto finora; le memorie lette in adunanza e poi stampate rivestono un carattere troppo accademico. Non possono destare interessamento alcuno a forse la più gran parte dei soci.

Egli vorrebbe adunque che si pubblicasse un giornale a periodi fissi con una parte ufficiale fatta nel modo con cui sono ora compilati gli *Atti* ed una non ufficiale in cui troverebbero luogo memorie e relazioni più semplici su opere eseguite nel paese, su pubblicazioni tecniche ed altre, scelte ed ordinate da un'apposita Commissione e senza la diretta approvazione dell'adunanza.

Per certo non si dissimula il proponente la gravità della obiezione che gli fu già fatta da alcuni, la difficoltà cioè di aver sempre la materia da concretare il fascicolo quando è tempo di pubblicarlo. Ma dinanzi alle difficoltà bisogna avere del coraggio; egli per parte sua vuole averne...

— Govi ammette che la pubblicazione di un giornale abbia qualche utilità, ma non comprende come possa infondere alla Società quella vita più prospera che le si desidera. Può essere sfogo di una attività che esiste, non sorgente, non mezzo creatore di un'attività che manca. Egli desidera sentire dal generale Cavalli, che fu l'iniziatore della Società, che cosa pensi di questo mezzo di farla prosperare.

— Cavalli risponde che veramente l'attività sociale deve svilupparsi soprattutto nelle discussioni fatte fra i soci sulle opere pubbliche e private che si compiono o

si propongono, e sui mezzi tecnici ed economici usati e suggeriti per attuarle. Noi non abbiamo l'abitudine di simili discussioni, ma col tempo è da sperare che la si introduca. Quanto al giornale è vero che finora abbiamo pubblicato scarni fascicoli; sembra che la proposta di dar loro maggior sviluppo si possa prendere in considerazione.

— Richelmy lascia il seggio presidenziale al vice-presidente Pecco per entrare anch'egli nella discussione.

Più facile che scrivere articoli per il giornale sarebbe il venire in adunanza a parlare famigliarmente dei proprii e degli altrui lavori come ha accennato il Cavalli farsi da altre Società, e specialmente da quella degli ingegneri civili di Londra. I nostri ingegneri pratici hanno compiuti molti importanti lavori, ma nessuno venne a direne parola. Finché una tal cosa non sia entrata nelle nostre abitudini, pensiamo a mantenere accesa nella Società la fiammella della vita senza caricarla di una fatica superiore alle sue forze.

— Codazza ha sentito con disgusto accennarsi a vita stentata della Società, a poca fiducia nel suo avvenire.

Reca esempio d'altre Società italiane d'ingegneri delle quali egli fece parte. In una città piccola, fondata appena l'associazione, fu universalmente conosciuta, e si andò a gara nel consultarla su tutte le questioni tecniche allora sorte; invece in altra città più cospicua rimase come in Torino quasi ignota, appena adesso comincia ad essere avvertita. Non lasciamoci scoraggiare; quando avremo buoni studi li pubblicheremo, e questi a poco a poco ci faranno conoscere, ma non sprechiamo l'energia ad intraprendere opera troppo faticosa per noi. Che sia gran fatica il pubblicare un giornale, egli lo sa per prova, e non bisogna sobbarcarvisi con leggerezza.

Il Presidente  
SPURGAZZI

G. B. FERRANTE  
Seg.ro

## Riunione del 22 ottobre 1971

Il 22 ottobre u.s. il Professor Nicholas Negroponte del Dipartimento di Architettura del Massachusetts Institute of Technology ha tenuto una conferenza dal titolo *The Architecture Machine*, la cui sintesi si ritrova in uno scritto dello stesso conferenziere:

«Un architetto deve provvedere un ambiente fisico piacevole e stimolante che serva da casa, e a tale scopo deve interpretare necessità e desideri umani che non si sa facilmente descrivere. Una macchina, un dispositivo automatico dovrebbe provvedere l'informazione mancante e difficile da acquisire. Si realizzerebbe così una "macchina architettonica" la quale dovrebbe sollecitare informazioni, raccogliere e immagazzinare esperienze, riconoscere il filo conduttore e i cambiamenti di un processo logico di pensiero in un suo contesto».

Con l'ausilio di tre pellicole mute (le prime due proiettate contemporaneamente su due schermi affiancati per sottolineare meglio l'evoluzione applicativa dal primo al secondo passo) l'oratore

ha illustrato sinteticamente le tre principali tappe sinora percorse sul cammino di questo ambizioso e affascinante programma.

Vi convergono competenze assai varie, che spaziano dal campo dei calcolatori elettronici, con i più moderni mezzi di presentazione ed elaborazione di immagini loro accoppiati, a quello della analisi del linguaggio e della filosofia.

Le tre tappe descritte nelle pellicole sono: «Urban 5», «Seek» e «Hunch».

«Urban 5» era un sistema ancora fondamentalmente «rigido», con stati di compatibilità e incompatibilità, dove il dialogo fra l'operatore, o meglio l'utente o progettista e la macchina si svolge nei limiti di un numero definito di operazioni e servizi, senza che vi siano sensori, con una presentazione visiva dei risultati mediante linee tracciate con un reticolo di punti.

«Seek» è un dispositivo sensore-azionatore, controllato da un piccolo calcolatore, che opera in uno spazio tridimensionale: ha un braccio — guidato dal calcolatore — che si è visto operare disponendo un certo numero di cubetti in una partico-

lare configurazione e reagendo all'intervento di elementi di disturbo (rappresentati da una schiera di topolini) con la creazione di nuove disposizioni dei cubetti. « Seek » rappresenta un tentativo di stabilire un contatto tra la macchina e il mondo reale e di formare un primo basilare elemento costitutivo della « macchina architettonica ».

« Hunch » è un ulteriore passo avanti: opportunamente combinando l'impiego di unità di calcolo che « interpretano » uno schizzo eseguito a mano e lo ripresentano su uno schermo luminoso, con la traduzione dello schizzo nella corrispondente figura reale a tre dimensioni costituita da cubetti.

Elementi sensori cercano di valutare la velocità di tracciatura del disegno, la pressione della penna, le curvature delle linee per individuare nello schizzo di partenza le caratteristiche della raffigurazione pensata dal progettista.

La « macchina architettonica » ipotizzata da Negroponte e dai suoi brillanti colleghi e collaboratori potrà divenire una realtà? Il tecnico che ha ascoltato la conferenza ritiene di potere azzardare una previsione positiva; infatti il progresso compiuto passando da « Urban 5 » a « Hunch » ha già in sé taluni elementi di base della soluzione finale.

Peraltro tale soluzione (forse è bene sottolinearlo per evitare l'equivoco più grave e frequente che fa ritenere i calcolatori elettronici ciò che non sono e non potranno mai essere) esige dalla macchina una formidabile « intelligenza » in senso etimologico — cioè capacità interpretativa — e abi-

lità riproduttiva, non certo l'utopistica e irrealizzabile presenza di una mente creativa paragonabile a quella che il Creatore ha dato all'uomo.

## Visita alla Centrale termoelettrica di Vado Ligure dell'ENEL

Il 23 ottobre 1971 ha avuto luogo la visita, organizzata dalla nostra Società in collaborazione con la Sezione di Torino dell'Associazione Elettrotecnica Italiana. La visita, favorita dalle buone condizioni del tempo, si è svolta con piena soddisfazione dei partecipanti. Questi, in numero di quarantasette, accompagnati dall'ing. Bonicelli, Presidente della nostra Società e Vice Presidente della Sezione di Torino dell'A.E.I., e dall'ing. Bortolotti, Segretario di quest'ultima Sezione e Dirigente ENEL, giunti a Vado verso le ore 10, sono stati ricevuti in centrale dall'ing. Allegri.

Dopo un'illustrazione delle caratteristiche degli impianti, i partecipanti, in gruppi, hanno effettuato una dettagliata visita alle singole parti della centrale. Al termine, i Soci si sono radunati in un locale di Savona per la colazione. Una passeggiata sul lungomare ha preceduto il ritorno a Torino.

Il socio Dante Buelli presenta notizie della Centrale di Vado Ligure a pag. 239.

## IL CAMMINATORE OSSERVA

Strada contro fiume... a pag. 243.

## SOCI SCOMPARSI

**Piero Eva**, nacque a Nole Canavese nel 1892. Dopo avere compiuto brillantemente gli studi liceali, dovette interrompere quelli universitari per lo scoppio della prima guerra mondiale. Combattè sul Pasubio come ufficiale di artiglieria da montagna e terminata la guerra si laureò ingegnere al Politecnico di Torino, nel 1919.

Dopo un breve apprendistato alle Officine di Savigliano fu assunto come Direttore dalla Soc. Cave di S. Vittore di Balangero. Qui progettò e realizzò nuovi e moderni impianti, che dettero all'Azienda un notevole sviluppo. Nel 1929 fondò a Torino la SAFID, ed iniziò così una propria attività indipendente nel campo chimico e dei semilavorati di amianto. Questa Azienda rimase fino alla morte il centro principale della sua instancabile opera imprenditoriale, che lo vide attivissimo anche in società di altri settori, principalmente la SAIVA e la ditta Maule & C.

Si spense il 22 febbraio 1971.

**Gabriele Fubini**, nacque il 22 luglio 1896. Ha partecipato come ufficiale di complemento alla prima guerra mondiale (artiglieria da montagna e 1<sup>a</sup> Divis. d'assalto) e nel '19 in Libia. Decorato al valore, invalido di guerra.

Dopo la fine della guerra riprese gli studi al Politecnico laureandosi ingegnere in elettrotecnica nel 1923. Lavorò per il Municipio di Torino dal 1923 al '25, alla costruzione di centrali elettriche. Dal 1926, iscritto all'Albo degli ingegneri, diede inizio alla libera professione come ingegnere civile, progettando numerose case in Torino. Dovette interrompere l'attività per le leggi razziali e, rifugiato in Svizzera, si dedicò all'insegnamento ed a studi di Urbanistica. Pubblicò nel 1944 uno studio sulla *Ricostruzione Immobiliare* per il « Centro di Studi in Svizzera per la ricostruzione italiana ». Nel 1945 tornato in Italia riprese la libera professione con attività di costruttore e di consulente. In questi ultimi anni, costretto per motivi di salute a lasciare la professione attiva, si dedicò con passione allo studio di problemi urbanistici.

È scomparso il 15 agosto 1971.

**Alberto Rimbotti**, nato a Lari (Pisa) il 1° dicembre 1885. Laureato ingegnere a Torino a pieni voti nel 1908. Nel 1909 a Liegi conseguì la laurea in elettrotecnica.

Suo primo impiego alla « Savigliano », indi al Municipio di Torino, occupandosi della costruzione della tettoia coperta del Mercato di Piazza della Repubblica e di villette per i dipendenti del Camposanto. Volontario di guerra del 1915-18 nell'arma del Genio. Fu in seguito rappresentante della S. A. « Cogne » e per lunghi anni amministratore delegato della S. A. FILP « Fabbrica Italiana Lime di Precisione ». Fu infine rappresentante della S. A. « Pellizzari » di Vicenza, costruttrice di motori elettrici.

È deceduto a Torino il 5 ottobre 1971.

**Giovanni Tarchetti**, nacque ad Alessandria il 27 novembre 1907. Studiò ingegneria presso il Politecnico di Torino dove il 30 ottobre del 1931 conseguì la laurea in Ingegneria Meccanica, e dopo due anni in Ingegneria Aeronautica.

Assunse quindi l'incarico di assistente alla cattedra di Macchine Termiche, e poi in seguito a quella di Tecnologia Meccanica. La guerra interruppe questa sua attività. Partì per la Croazia, dove rimase per due anni come ufficiale di artiglieria. In seguito fu trasferito in Aeronautica; militò prima presso l'aeroporto di Palermo, poi presso quello di Catania, dove rimase sino allo sbarco in Sicilia. Finita la guerra tornò al Politecnico divenendo prima assistente e poi aiuto del Prof. Codegone alla cattedra di Fisica Tecnica. In questo periodo seguì il corso di perfezionamento in Ingegneria Nucleare.

Nel 1946 aprì uno studio tecnico per Brevetti Modelli e Marchi d'invenzione. Dal 1951 ha tenuto gli insegnamenti di Fisica Tecnica e Macchine presso la Scuola di Applicazione. Nel 1958 lasciava l'assistentato di ruolo, pur rimanendo assistente volontario, ed assumeva la direzione dell'ufficio tecnico del Politecnico. Per parecchi anni fu anche consulente di impianti termici industriali.

La sua morte è avvenuta, improvvisa, il 12 ottobre 1971.

# RASSEGNA TECNICA

*La Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino accoglie nella « Rassegna tecnica », in relazione ai suoi fini culturali istituzionali, articoli di Soci ed anche di non soci, invitati. La pubblicazione, implica e sollecita l'apertura di una discussione, per iscritto o in apposite riunioni di Società. Le opinioni ed i giudizi impegnano esclusivamente gli Autori e non la Società.*

## IL CENTENARIO DELLA GALLERIA DEL FREJUS

*Cade quest'anno il centenario dell'apertura al traffico ferroviario della galleria del Frejus (1), allora e per molti anni dopo di allora la più lunga galleria del mondo. Sembra opportuno darne notizia perchè la grande opera ha aperto nuove possibilità alle comunicazioni attraverso le Alpi, e in genere attraverso aspre catene di monti, rendendo molto più agevoli i viaggi di persone e lo scambio di merci.*

La galleria del Frejus era destinata a congiungere il Piemonte e la Savoia, due province dello stesso Stato, divise per molti mesi all'anno dall'insuperabile barriera delle Alpi, ricoperte di ghiacci e di neve.

A dare idea di quale grande ostacolo alle comunicazioni fosse tale barriera basterà ricordare, fra i molti, l'episodio che si legge nella biografia di Giovanni Plana (2), insigne astronomo, teorico dei moti lunari, che fu nell'adolescenza di temperamento vivacissimo.

Così ne scrive un suo biografo, il Prof. Francesco Tricomi (3), celebrandosi nel 1964 dell'Illustre Socio, presso l'Accademia delle Scienze di Torino, il centenario della morte: «Correva la primavera del 1796 ed il giovane Plana, nato a Voghera il 4 novembre 1781 da una distinta famiglia di Guarene d'Alba, frequentava le locali scuole di Sant'Agata mentre, non lontano di qui, l'esercito sabauda crollava sotto i colpi infertigli, a Montenotte e a Millesimo (4), dall'armata rivoluzionaria francese comandata da un certo generale Bonaparte. Ma a Voghera regnava ancora il re di Sardegna ed è facile immaginare lo spaventato stupore di tutti quando, un bel mattino, nel centro del cortile di Sant'Andrea fu trovato piantato un albero della libertà! ». « Chi poteva mai essere stato? Chi era quest'ignoto, sfrontato giacobino? I sospetti non tardarono ad addensarsi e non senza fondamento, sul giovane Plana che, sentito il terreno farsi troppo caldo sotto i piedi, confessò tutto a suo padre, e pochi giorni appresso, dopo l'intemerata che possiamo facilmente immaginare, una carrozza traversava il valico dei Giovi, portando il giovane giacobino ad imbarcarsi a Genova per la Francia, diretto a Grenoble ove continuare i

suoi studi, sotto la sorveglianza di due suoi zii, già da molti anni colà stabiliti ».

Tralasciamo il seguito dell'interessante racconto della peraltro fortunata carriera del Plana, per trarre da questo inizio l'ovvia riflessione che, dunque, «nella primavera del 1796» per andare da Voghera a Grenoble bisognava prendere la diligenza per Genova e qui imbarcarsi per la Francia e poi proseguire, facendo un amplissimo giro, lungo le valli della Savoia.

E per molti anni ancora, e precisamente fino al 1871, la situazione non mutò.

\*\*\*

L'idea del traforo fra la Val di Susa e la Val Moriana fu lanciata fin dal 1832 da Giuseppe Francesco Medail (5), funzionario dell'amministrazione finanziaria piemontese e buon conoscitore dei luoghi perchè nativo di Bardonecchia.

Il Medail sostenne l'idea con rilievi, studi e memoriali e con pareri del geologo Angelo Sismonda, ma non poté vederne iniziata l'attuazione.

Il primo progetto esecutivo, successivamente modificato e perfezionato, fu redatto nel 1849 dagli ingegneri Germano Sommeiller (6), Sebastiano Grandis (7) e Severino Grattoni (8).

La lunghezza prevista, fra Bardonecchia e Modane, superava i 12 chilometri (9) ed era a quell'epoca davvero tale da spaventare perchè il pro-

(5) 1784-1844. Bardonecchia eresse un monumento a ricordo del Medail e dell'impresa da lui vaticinata.

(6) Nato a St. Jeorie in Savoia nel 1815, morì a Torino nel 1871, 2 mesi prima della inaugurazione della galleria. Nel 1860 il Sommeiller optò per la cittadinanza italiana e fu eletto deputato al Parlamento. Oltre che alla galleria del Frejus, che lo rese celebre, collaborò all'esecuzione della prima ferrovia transamericana, dall'Atlantico al Pacifico, negli Stati Uniti, e al taglio dell'istmo di Suez.

(7) Di Borgo S. Dalmazzo (Cuneo) (1817-1892).

(8) Di Voghera (1816-1876).

(9) La lunghezza complessiva, compresi i raccordi di estremità, risultò di 12.849 ad una altitudine media di circa 1200 metri. Il dislivello di circa 130 metri fra gli imbocchi facilitò ad opera compiuta la ventilazione naturale del tunnel. Le gravi difficoltà degli scavi eseguiti senza l'ausilio di macchine erano emersi nella esecuzione della prima galleria dei Giovi nell'Appennino Ligure, lunga 3200 metri, fra Pontedecimo e Busalla, aperta al traffico nel 1854.

(1) Il colle del Frejus, nelle Alpi Cozie, è a 2537 metri di altitudine; sotto di esso, a circa 1200 metri di quota, passa l'omonima galleria. Meno propriamente questa è anche detta del Cenisio (il Mons cineris dei Romani) per la vicinanza del valico (m. 2064) che porta lo stesso nome. Ha anche nome Frejus (ma qui la derivazione è da Forum Julii) una cittadina della Costa azzurra, nota per imponenti resti di costruzioni romane.

(2) 1781-1864.

(3) Cfr. *Atti Acc. Scienze Torino*, vol. 99, 1964-65, pag. 267.

(4) 12 aprile 1796.

## TRAFORO DELLE ALPI TRA BARDONNECHE E MODANE

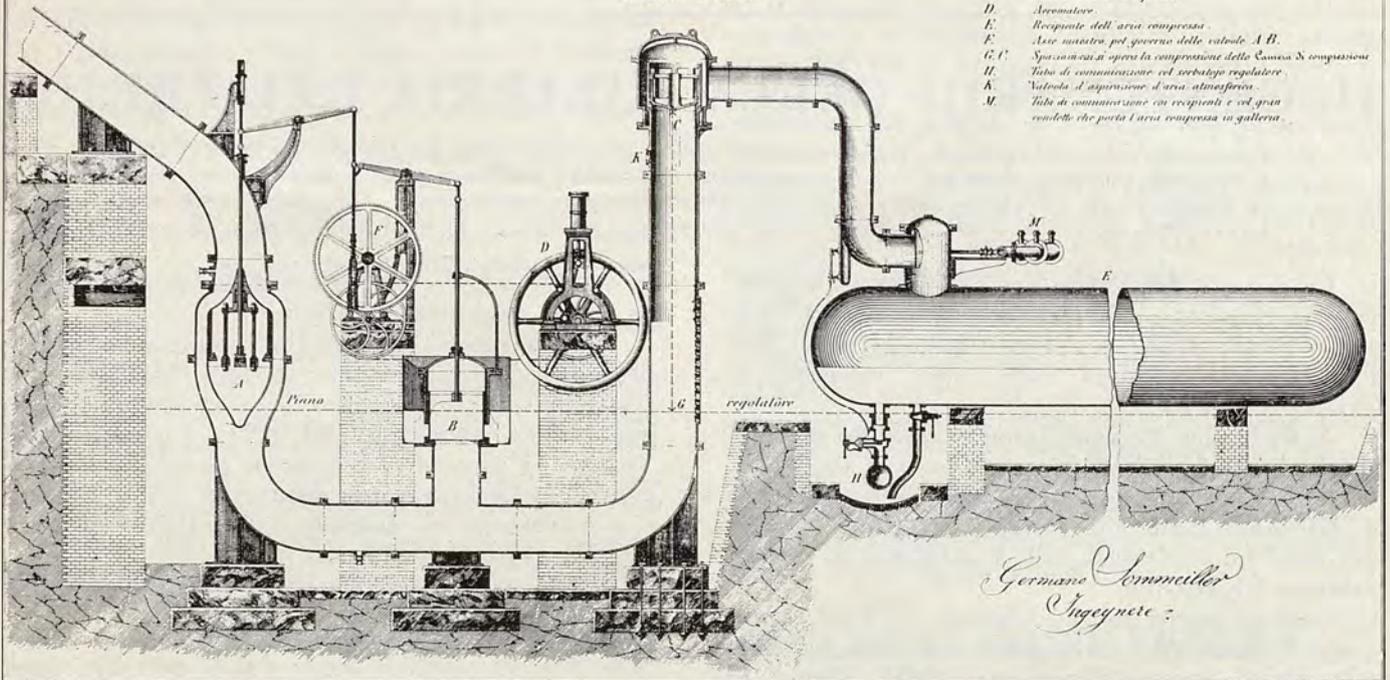
### COMPRESSORE A COLONNA D'ACQUA

Scala di 1 a 40.

Sezione verticale

Leggenda

- A. Valvola d'alimentazione.
- B. Valvola di scatto.
- C. Valvola d'aria compressa.
- D. Ammortatore.
- E. Recipiente dell'aria compressa.
- F. Asse sinistro per governo delle valvole A B.
- G. I. Spazio in cui opera la compressione della Camera di compressione.
- H. Tubo di comunicazione col serbatoio regolatore.
- K. Valvola di aspirazione d'aria atmosferica.
- M. Tubi di comunicazione coi recipienti e col gran condotto che porta l'aria compressa in galleria.



Deposito n. 44.30 Aprile 1853.

Torino Lit. P. Dege.

cedere coi metodi manuali di allora avrebbe richiesto parecchi decenni di lavoro. Ma il Sommeiller, e in ciò sta il suo merito precipuo nella grande impresa, proponeva di adottare, per praticare i fori da mina, delle perforatrici meccaniche di sua invenzione, azionate da aria compressa a sua volta prodotta da grandi compressori da lui stesso perfezionati (v. Appendice). Questi dispositivi avrebbero ridotto grandemente la durata degli scavi e giovato altresì alla ventilazione della galleria, periodicamente invasa dal fumo prodotto dagli scoppi delle mine.

Il tunnel, di andamento rettilineo ed a due binari, doveva seguire il tragitto più breve fra le due valli e correre quindi pressochè ortogonalmente ad esse. Il collegamento alle linee ferroviarie dei due fondovalle doveva ottenersi mediante raccordi arcuati, sistemati in tratti parzialmente protetti alle estremità da gallerie con copertura artificiale per la difesa da frane e valanghe. Questi due tratti terminali aggiunti dovevano essere costruiti soltanto alla fine, procedendosi contemporaneamente ai due attacchi estremi <sup>(10)</sup> nella direzione rettilinea prima ricordata e indicata da due teodoliti, la cui posizione nelle due valli è ancor oggi chiaramente visibile.

Dopo molte discussioni il progetto definitivo fu approvato dal Parlamento subalpino nel 1857 su proposta del Paleocapa <sup>(11)</sup>, allora ministro dei Lavori Pubblici, essendo il Cavour presidente del

<sup>(10)</sup> Da chiudere a galleria finita.

Consiglio. L'onere preventivato dalla legge di approvazione era di 41 milioni, il finale superò i 76 milioni di lire di allora, ma dopo il '59 lo sforzo finanziario, gravosissimo per il Piemonte, fu assunto per metà dalla Francia.

Gli scavi iniziarono presto e contemporaneamente dalle due estremità, ancor oggi accessibili, ma chiuse a qualche distanza dagli imbocchi, essendosi disposti in caverne i macchinari del Sommeiller, che funzionarono ottimamente.

Interrotti i lavori nel '59, per la cessione della Savoia alla Francia, furono però ripresi intensamente dopo un accordo col governo francese. Si trattava di scavare e di portare all'esterno quasi mezzo milione di metri cubi di materiale roccioso <sup>(12)</sup> per ognuno dei tratti, procedenti in lieve pendenza ascendente verso la sezione centrale al fine di facilitare lo scarico naturale delle acque di infiltrazione. Il 26 dicembre 1870, dopo tredici anni di lavoro, le due gallerie, ben guidate dagli apparecchi topografici, si incontrarono, fra vive manifestazioni di giubilo, venendo così a cadere l'ultimo diaframma che le separava.

Ma occorre ancora quasi un altro anno perchè

<sup>(11)</sup> Pietro Paleocapa, ingegnere idraulico illustre, nato a Bergamo nel 1789, morto a Torino nel 1869. Collaborò al progetto del Canale di Suez. Tenne il portafoglio dei Lavori Pubblici nei Ministeri Casati, d'Azeglio e Cavour. Un monumento lo ricorda nella piazza omonima del centro di Torino.

<sup>(12)</sup> Con questo ingente materiale di scavo si sono formati nelle valli adiacenti due vastissimi terrapieni.

fossero terminati i lavori di rivestimento delle pareti, i raccordi terminali e la posa dei binari.

L'inaugurazione solenne della galleria fu fatta il 17 settembre 1871 e segnò l'inizio di un traffico che andò poi sempre intensificandosi.

Nel 1921 il cinquantenario del memorabile avvenimento fu celebrato con pubbliche cerimonie. In tale occasione sull'arco di ingresso dell'imbocco italiano fu murata una grande lapide con incisa la seguente bella iscrizione latina, dettata da Ettore Stampini, allora docente di letteratura latina all'Università di Torino:

«*Hic ubi sunt primum mentesque manusque latinae / ausae perfosso monte aperire viam / quae binos populos uno de sanguine / cretos iungeret et longe dissociata freta / utraque post decimum lustrum romana propago / foedera confirmat quae pepigere patres*»<sup>(13)</sup>. / *An MCMXXI*.

Per il centenario l'Accademia delle Scienze di Torino ha indetto un convegno celebrativo.

\*\*\*

La tecnica adottata nella perforazione del Frejus fu poi sempre più perfezionata e giovò ad altre grandi analoghe imprese in campo ferroviario<sup>(14)</sup>.

Ricorderò brevemente la galleria del S. Gottardo, lunga 14.900 metri, costruita in Svizzera fra Airolo (Canton Ticino) e Göschenen (Cantone di Uri), alla quota di 1000 metri circa, in dieci anni di lavoro (1872-1882); la galleria del Sempione nelle Alpi Lepontine<sup>(15)</sup>, lunga 19.700 metri (ancora attualmente la maggiore del mondo), costruita a un binario<sup>(16)</sup> fra Iselle (Italia, Valle Ossola) e Briga (Svizzera, Canton Vallese) alla quota media di 650 metri circa in otto anni di lavoro (1898-1906), cui seguì, per completare le comunicazioni col Nord Europa, la galleria del Lötschberg (metri 14.600) fra il Vallese e l'Oberland bernese.

La galleria di Tenda, nelle Alpi Marittime, fra Limone Piemonte e Tenda, lunga 8100 metri, terminata nel 1898 e costruita con un ardito e originale tratto elicoidale interno, è dalla fine dell'ultima guerra fuori servizio, essendo da allora purtroppo inattiva la ferrovia Cuneo-Ventimiglia.

È invece sempre in intenso esercizio la seconda galleria dei Giovi, fra Mignanego e Ronco sulla linea Roma-Parigi, che è posteriore alla prima ed è lunga 8300 metri.

L'epoca della costruzione delle grandi gallerie ferroviarie è forse finita? A smentire tale vaticinio starebbe il grandioso progetto del Tunnel sotto la Manica. Tale progetto, già perfezionato,

<sup>(13)</sup> Qui dove menti e mani latine hanno prime osato, perforato il monte, aprire la via che i due popoli separati, uni di sangue, e i lungamente dissociati versanti congiungesse, dopo il decimo lustro, la romana progenie i patti conferma che stipularono i padri.

<sup>(14)</sup> Sul contributo degli ingegneri allo sviluppo ferroviario in Italia si veda ad es.: C. CODEGONE, in *Boll. Storico Prov. Novara*, 1969, n. 2, pag. 82.

<sup>(15)</sup> Per l'omonimo valico a circa 2000 metri corre la strada napoleonica costruita «pour faire passer le canon».

<sup>(16)</sup> Il secondo binario, in apposita galleria parallela alla precedente, fu costruito nel 1921.

prevede la costruzione di due gallerie cilindriche parallele, una per ciascun senso di moto, con l'aggiunta di un condotto intermedio di servizio. Dei 53 chilometri di lunghezza complessiva ben 38 correrebbero a quasi 100 metri sotto il livello del mare fra Dover e Calais. La ferrovia, come si pratica anche oggi nei tunnel transalpini, provvederebbe con treni navetta al trasferimento delle automobili. La durata del trasbordo verrebbe così ridotto a meno di un'ora.

\*\*\*

Nel nostro secolo il problema di superare le difficoltà di attraversamento delle catene di monti, specialmente nel periodo invernale, si è ripresentato con sempre maggiore urgenza per le comunicazioni con autoveicoli, nonostante l'impiego odierno di potenti mezzi meccanici per la rimozione delle nevi.

Ne scrivevo su questa stessa rivista anni or sono<sup>(17)</sup> facendo notare l'importanza del problema e le difficoltà della ventilazione<sup>(18)</sup>.

Nel frattempo i progetti relativi al Gran San Bernardo e al Monte Bianco, di cui allora indicavo le caratteristiche, sono stati eseguiti, superando brillantemente le difficoltà del ricambio dell'aria, ed i trafori sono percorsi in ogni stagione da un traffico intenso. Il primo tunnel, lungo 5800 metri, costruito fra St. Rhemy (Italia, Val d'Aosta) e Bourg St. Pierre (Svizzera, Canton Vallese) è stato costruito alla quota media di 1900 metri ed è munito di due lunghi pozzi di ventilazione e di accessi coperti. Il secondo tunnel, che sottopassa il massiccio del Monte Bianco fra Courmayeur (Val d'Aosta) e Chamonix (Savoia), è lungo 11.600 metri alla quota media di 1300 metri circa ed è ventilato mediante grandi condotti situati sotto il piano stradale.

Fra le ormai molte altre gallerie che hanno reso possibili ridotti percorsi autostradali, sono da ricordare quella svizzera del S. Bernardino, lunga 6 km., fra la Val Mesolcina (Canton Ticino) e la Rheinwaldtal (Canton dei Grigioni), nonché quella italiana del Monte S. Rocco negli Abruzzi, sull'autostrada Roma-L'Aquila, di circa 4 km di lunghezza, che è stata inaugurata l'anno scorso ed ha la caratteristica di essere doppia, di comprendere cioè un tunnel indipendente per ogni direzione di marcia.

Fra le maggiori in costruzione è da segnalare anzitutto quella, pure doppia, del Gran Sasso d'Italia, con condotto intermedio di servizio e per ventilazione, praticata sotto l'omonimo massiccio, nel tratto fra L'Aquila e Alba Adriatica sul mare, che è lunga 10 km alla quota media di 900 metri circa.

Merita poi particolare menzione quella (di ben

<sup>(17)</sup> Cfr. C. CODEGONE, in *Atti Rass. Tec. Soc. Ing. Arch. Torino*, 1953, n. 2, pag. 41.

<sup>(18)</sup> Su questo aspetto si veda anche: C. CODEGONE, *Tendenze recenti nella costruzione degli impianti di ventilazione delle lunghe gallerie autostradali*, Convegno internaz. sui problemi tecnici nella costruzione di gallerie, Torino, settembre 1969.

16,2 km e quindi la più lunga autostradale del mondo) di cui si è l'anno scorso iniziata la costruzione sotto il valico del San Gottardo, fra Airolo e Göschenen, all'altitudine media di 1100 metri, e che è munita di un condotto laterale di servizio e di cinque camini e relative centrali di ventilazione.

\*\*\*

L'arte del perforar gallerie, dal Sommeiller in poi, si è grandemente perfezionata e molte faticose operazioni manuali sono ora eseguite meccanicamente e ciò ha molto agevolato il rapido sviluppo della nostra rete autostradale anche in zone impervie.

La stessa arte è applicata alle gallerie che sottopassano fiumi, che guidano tratti sotterranei di canali e di condotte forzate, che segnano il fitto e talora tortuoso intrico di metropolitane e di miniere.

In varie nazioni si è dunque seguito l'esempio italiano dato nel secolo scorso con la perforazione della galleria ferroviaria del Frejus.

A questa stessa galleria una società italo-francese, appositamente costituita fra enti locali e privati, intende, senza richiedere contributi allo Stato, affiancarne una autostradale, pure della lunghezza di 12 km, al fine di agevolare il movimento di autoveicoli leggeri e pesanti che va crescendo rapidamente col tempo.

Il progetto, già perfezionato, è stato approvato dalle autorità francesi, ma da alcuni anni inspiegabili ostacoli burocratici, è doloroso dirlo, ne ostacolano da parte italiana l'attuazione.

\*\*\*

Terminiamo questa rapida rassegna citando le sagge parole con le quali il filosofo Francesco Barone dell'Università di Pisa commentava su un quotidiano <sup>(19)</sup> il centenario del traforo del Frejus:

(19) « La Stampa », 8 settembre 1970.

## VAL DI SUSÀ 13-14 GIUGNO 1957

*I « Titani » vi hanno operato per vincere un isolamento, intendono ora operare ancora nello stesso senso quando la mobilità è diventata una pesante imposizione. Ricordo una delle conseguenze disastrose della disattenzione dei Titani che, attratti da altre mete, direttamente o indirettamente, distruggono il territorio in cui vivono.*

CARLO MORTARINO



# Saggio sull'applicazione dei moderni principi di sicurezza in campo geotecnico

FRANCO LEVI<sup>(1)</sup> *esamina i concetti essenziali dell'applicazione della teoria probabilistica in tema di sicurezza strutturale e ne prospetta l'estensione al campo della geotecnica.*

Non vi è dubbio che, col passare degli anni, le esigenze di sicurezza e di durata e gli imperativi economici pongano ai costruttori condizioni sempre più impegnative; come in tutti i campi dell'attività umana, si tratta di sfruttare a fondo i mezzi a disposizione, pur senza incorrere in rischi maggiori di quelli che una corretta impostazione economica consente di tollerare. Ciò spiega e giustifica l'attuale tendenza a rivedere radicalmente i principi della sicurezza strutturale, soprattutto nei settori nei quali, sino ad ora, si è operato con criteri prevalentemente soggettivi. Fra questi ritengo che si possa senz'altro includere la geotecnica.

Pur riconoscendo la validità di tale punto di vista, molti specialisti hanno tendenza a considerare le discussioni in tema di sicurezza come frutto di disquisizioni filosofiche di scarsa portata applicativa, attribuendo invece importanza prevalente al progresso delle conoscenze teoriche e sperimentali che possano contribuire ad affinare i metodi di calcolo. Io vorrei qui sostenere che, volendo conseguire progressi veramente significativi, occorre che gli studi nei due campi si sviluppino parallelamente: in effetti, ogni progresso dei metodi di calcolo richiede una corretta definizione del campo in cui esso può essere vantaggiosamente sfruttato ai fini della sicurezza e, nel contempo, ogni aggiornamento della « filosofia della sicurezza » esige generalmente la messa a punto di mezzi d'indagine nuovi, atti a descrivere con maggiore precisione il comportamento delle opere.

L'aver trascurato tali concetti ha spesso portato a situazioni abnormi: per decenni, anzi per più di un secolo, si sono perfezionati i metodi elastici di calcolo, applicando quindi ai risultati, ottenuti con molta fatica, grossi « coefficienti di sicurezza » (o meglio: coefficienti d'ignoranza) la cui entità era in aperto contrasto con la precisione in un primo tempo perseguita. In altri settori si sono talvolta accumulati « coefficienti di sicurezza » senza domandarsi quale effettivo margine il loro impiego combinato potesse garantire.

In campo geotecnico, la prassi attualmente in uso appare, tutto sommato, abbastanza ibrida. Nei riguardi della portanza, il metodo usuale consiste nel calcolare la resistenza limite sulla base dei valori medi delle variabili in gioco, correggendo quindi il risultato mediante applicazione di un coefficiente di riduzione che si assume quale « fattore di sicurezza ». Talvolta però, nel calcolo vero e proprio, si ritoccano già taluni parametri: peso specifico, caratteristiche del terreno ecc. in senso cautelativo. Per quanto riguarda i cedimenti, si fissano generalmente dei valori ammissibili e si

controlla che, nelle condizioni di esercizio, essi non vengano superati.

In tal senso si può dire che la geotecnica è, per un lato, in anticipo sulle verifiche strutturali condotte in base al criterio delle tensioni ammissibili, poichè il calcolo della portanza può essere assimilato ad una « verifica a rottura »; meno evoluto invece il calcolo dei cedimenti il quale si apparenta al procedimento classico dei tassi ammissibili.

Ora, non è difficile dimostrare che tale impostazione dei principi di sicurezza risulta, concettualmente imprecisa.

I metodi che si ricollegano ai « valori ammissibili » hanno, in primo luogo, il difetto di riferirsi ad una fase molto particolare del comportamento e di non fornire alcuna indicazione precisa sugli effettivi margini di sicurezza disponibili in presenza delle inevitabili fluttuazioni di tutte le grandezze che influiscono sul risultato: proprietà meccaniche o geometriche, azioni esterne, ecc.

Il metodo a rottura, invece, mentre da un lato ha il vantaggio di considerare uno stato di riferimento ben definito, riproducibile su prototipo o su modello, appare tuttavia anch'esso convenzionale in quanto riporta tutta la sicurezza sul valore delle azioni esterne, trascurando la variabilità degli altri fattori di incertezza. È chiaro invece che, ad esempio, l'immagine più verosimile del collasso corrisponde alla concomitanza di una riduzione della portanza e ad un aumento delle azioni. Un esame più attento del significato del « limit design » conduce peraltro a formulare ulteriori critiche che, peraltro, non riguardano soltanto i problemi geotecnici:

a) È ovvio, in primo luogo, che la verifica di sicurezza deve riferirsi contemporaneamente a varie condizioni ritenute indesiderabili (si dice oggi: a vari « stati limite »): portanza, deformabilità, caratteristiche dinamiche ecc. Agli effetti pratici, ciò significa che i vari aspetti della sicurezza dovranno essere vagliati con criteri omogenei.

b) Qualsiasi metodo di verifica che faccia comparire grossi « fattori di sicurezza » presenta l'inconveniente di dare ai responsabili della realizzazione dell'opera: progettista, fabbricante dei materiali, costruttore, la sensazione di poter, ciascuno, disporre a proprio esclusivo vantaggio dell'ampio intervallo che in teoria esiste fra condizioni di esercizio e « stati limite ».

c) Se si adotta un unico fattore di sicurezza, si pongono sullo stesso livello cause di incertezza che possono avere incidenza molto diversa sul comportamento. Se, per evitare tale inconveniente, si introducono le correzioni parziali cui si è alluso,

<sup>(1)</sup> Istituto di Scienze delle costruzioni del Politecnico di Torino.

non si sa più, alla fine del calcolo, quale sia la reale sicurezza di cui si dispone.

d) Corollario del punto precedente: non è lecito, in un problema che dipende, secondo leggi talvolta diversissime, da molte variabili non tener conto della fluttuazione di tutte le grandezze e dell'entità dei rischi che può comportare il superamento dei vari « stati limite ».

L'unica risposta valida alle esigenze che traspaiono da questo insieme di considerazioni è data dall'ormai nota concezione detta « teoria probabilistica agli stati limite ». La necessità di definire chiaramente le condizioni da cui ci si vuol mettere a riparo è talmente ovvia che non è neppure il caso di discuterla; logico quindi che si istituisca preliminarmente un elenco degli « stati limite » da considerare. La sola adozione di tale precisazione, non farebbe altro che accrescere l'indeterminazione del problema, in quanto si dovrebbe fissare un numero ancor maggiore di coefficienti correttivi o di sicurezza. Per evitare questo scoglio, occorre pertanto trovare il mezzo di valutare ponderatamente rischi ed incertezze. E per far ciò non vi è altro mezzo che di ricorrere al calcolo delle probabilità, tipico strumento della scienza moderna per la trattazione di problemi condizionati da variabili aleatorie. Si tratterà di fissare un « rischio accettabile » di raggiungimento di ciascun stato limite e, definendo ponderalmente l'influenza di ciascuna variabile, in base alla sua distribuzione statistica ed alla relativa incidenza sul risultato, di calcolare il margine che si deve lasciare fra sollecitazione e resistenza.

L'enunciato sintetico delle operazioni da compiere mette subito in evidenza due aspetti fondamentali: la scelta del rischio ammissibile e la correlativa determinazione del « margine di sicurezza ». Il primo punto è chiaramente legato ad un criterio di ottimizzazione. Senza entrare nei dettagli delle discussioni relative, che fanno oggetto di una vera e propria branca della teoria probabilistica, ci limiteremo a citare i concetti suggeriti in proposito dalle Raccomandazioni Internazionali CEB-FIP (2) per il cemento armato ordinario e precompresso le quali introducono la nozione di « minimo costo totale », intendendo come costo totale la somma del costo iniziale dell'opera, delle spese di manutenzione, capitalizzate per la durata prevedibile della costruzione, ed infine dell'ammontare, anch'esso capitalizzato, del premio assicurativo necessario per coprire i danni di ogni genere cui

(2) Comité Européen du Béton - Federation Internationale de la Précontrainte, *Recommandations Internationales pour le calcul et la exécution des ouvrages en béton*, 2ª ed., 6º Congresso della F.I.P., Praga, giugno 1970.

(3) Nota di Carlo Mortarino.

Le motivazioni d'indole sociale e umanitarie, di carattere preclusivo quando lo « stato limite » è il disastro, sono molto sgradite per chi vuole rendere tutto computabile in denaro. L'assicurazione non offre tutela ai terzi contro i pericoli e tende ad imporre a chi opera tecnicamente una costruzione morale intollerabile.

Questi concetti meritano una approfondita discussione.

darebbe luogo il raggiungimento di ciascun stato limite.

È chiaro però che, in pratica, tali considerazioni di pura e semplice matematica finanziaria dovranno essere temperate da motivazioni d'indole sociale o umanitaria (3).

Nei riguardi del margine necessario per garantire il rispetto della condizioni di minimo costo totale, è importante sottolineare che nell'ambito della concezione probabilistica essa appare, in definitiva, come l'unico vero e proprio fattore di sicurezza. Ne segue che tutti i ritocchi eventualmente apporati nello svolgimento dei calcoli ai dati del problema assumeranno invece la denominazione di « correzioni ». Ciò deve, a nostro avviso, essere precisato ad evitare pericolose confusioni di linguaggio.

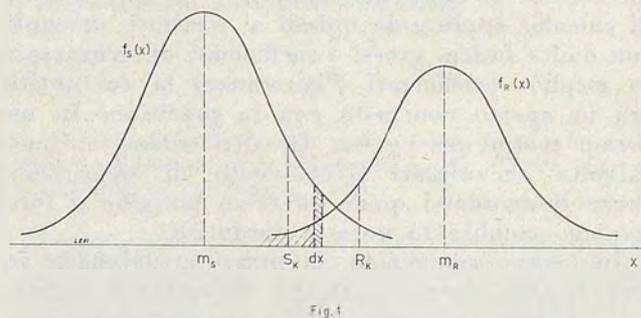
Assumendo quale esempio tipico uno stato limite ultimo per collasso, il ragionamento testè esposto si presta ad una chiara rappresentazione nel caso in cui il confronto fra sollecitazione e resistenza possa effettuarsi in base ad una ben definita grandezza di riferimento, ad esempio la portanza di un palo.

La figura 1 rappresenta, con l'andamento classico della curva a campana di Gauss, le leggi di ripartizione delle probabilità (4)  $f_s(x)$  della sollecitazione  $S$  e  $f_r(x)$  della resistenza  $R$ . L'ordinata di ciascuna curva rappresenta la « densità di probabilità » che la grandezza di riferimento assuma il valore portato in ascisse. L'equazione classica della curva « normale » di Gauss si scrive nella forma:

$$p(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x - \bar{x})^2}{2\delta^2}} \quad (1)$$

in cui  $\bar{x}$  è il valore medio della variabile (ascissa del vertice della curva) e  $\delta$ , scarto tipo, è dato dall'espressione:

$$\delta^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \bar{x})^2 p(x) dx.$$



Nel seguito, useremo altresì i parametri:

$D = \delta^2$  (varianza della distribuzione);

$c = \frac{\delta}{\bar{x}}$  (coefficiente di variazione).

Con riferimento alla figura 1, la probabilità di rottura sarà caratterizzata dalla condizione

$$Z = R - S < 0$$

(4) La nomenclatura specializzata successiva è quella propria del calcolo delle probabilità.

Essa si potrà calcolare a mezzo dell'espressione:

$$P_f = P(Z < 0) = \int_{-\infty}^0 f_Z(x) dx \quad (2)$$

in cui  $f_Z(x)$  rappresenta la legge di ripartizione delle frequenze di  $Z$ .

Designando con  $m_Z$ ,  $m_R$ ,  $m_S$  i valori medi rispettivi di  $Z$ ,  $R$ ,  $S$  con  $D_Z$ ,  $D_R$ ,  $D_S$  le dispersioni di tali grandezze, si deducono, dal calcolo delle probabilità, le seguenti relazioni:

$$m_Z = m_R - m_S \quad (3)$$

$$D_Z = D_R + D_S \quad (4)$$

e, in conseguenza:

$$C_Z = \frac{\sqrt{D_Z}}{m_Z} = \frac{\sqrt{D_R + D_S}}{m_R - m_S}$$

È interessante introdurre in questi calcoli la nozione di « fattore centrale di sicurezza », rapporto fra i valori medi della resistenza e della sollecitazione:

$$\gamma_0 = \frac{m_R}{m_S}, \quad (5)$$

che può essere assimilato al fattore di sicurezza che si adotta nei calcoli classici. A tal fine porremo:

$$C_Z = \frac{\sqrt{D_Z}}{m_Z}, \quad C_R = \frac{\sqrt{D_R}}{m_R}, \quad C_S = \frac{\sqrt{D_S}}{m_S}, \quad (6)$$

$$\lambda = 1 / C_Z. \quad (7)$$

Si ha allora, per sostituzione:

$$\lambda = \frac{m_R - m_S}{\sqrt{D_R + D_S}} = \frac{\gamma_0 - 1}{\sqrt{C_R^2 \gamma_0^2 + C_S^2}}, \quad (8)$$

e, sviluppando:

$$(1 - C_R^2 \lambda^2) \gamma_0^2 - 2 \gamma_0 + 1 - \lambda^2 C_S^2 = 0. \quad (9)$$

Donde risulta:

$$\gamma_0 = \frac{1 + \sqrt{\lambda^2 (C_R^2 + C_S^2) - \lambda^4 C_R^2 C_S^2}}{1 - \lambda^2 C_R^2} \quad (10)$$

In questa espressione il parametro  $\lambda$  caratterizza la distribuzione della « funzione di rottura »  $Z$  ed è univocamente legato alla probabilità di rottura data dalla (2).

Si dimostra che se le grandezze  $R$  e  $S$  sono gaussiane, lo è anche la loro differenza  $Z$ . In tal caso la relazione  $P_f - \lambda$  è facilmente tabellabile e si presenta come segue:

Tabella I.

$P_f$	0,1	0,05	0,01	0,005	$1.10^{-1}$	$1.10^{-2}$	$3,2.10^{-5}$	$3.10^{-6}$
$\lambda$	1,28	1,64	2,32	2,57	3,09	3,77	4,00	4,50

Si vede allora che la relazione (10) consente di calcolare il fattore centrale di sicurezza che si deve assumere qualora si voglia, per valori dati di  $C_R$  e  $C_S$ , mantenere la probabilità di rottura entro un limite prefissato.

Nella pratica applicativa, conforme peraltro alle prescrizioni delle già citate Raccomandazioni Internazionali FIP-CEB, è interessante rettificare leggermente la presentazione dei risultati testè esposti introducendo la nozione di « valori caratteristici » riferiti ad un « frattile » dato.

Secondo tale terminologia, il « valore caratteristico »  $g_K$  di una grandezza  $g$  è definito dall'espressione:

$$g_K = m_g \pm K\delta \quad (11)$$

Esso si ottiene cioè sommando o deducendo dal valore medio  $m_g$  un certo numero di « scarti tipo » ed è pertanto rappresentativo, sia dell'andamento medio della grandezza che della sua dispersione. Modificando  $K$  si può regolare a piacimento la probabilità che  $g$  sia inferiore o superiore a  $g_K$ . Ad esempio, in una « distribuzione statistica normale » (o di Gauss), tale probabilità si riduce al 5% se si pone  $K = 1,64$ ; si dice allora che il « valore caratteristico » è definito col « frattile » 5%.

In base a tali definizioni, al fattore centrale di sicurezza definito in base alla (5) si può sostituire un fattore riferito ai valori caratteristici:

$$\gamma_K = \frac{R_K}{S_K} \quad (12)$$

Tenendo conto della definizione di  $R_K$  e  $S_K$ , si ha allora:

$$\gamma_K = \frac{m_R - K\delta_R}{m_S + K'\delta_S} \quad (13)$$

e, passando ai coefficienti di variazione:

$$\gamma_K = \frac{m_R}{m_S} \frac{1 - KC_R}{1 + K'C_S} = \gamma_0 \frac{1 - KC_R}{1 + K'C_S} \quad (14)$$

Anche  $\gamma_K$  può quindi esprimersi, mediante la (10) e la (14), in funzione dei coefficienti di variazione e della probabilità di rottura ammessa.

In pratica, l'introduzione dei « valori caratteristici » presenta sostanziali vantaggi. Da un lato essa consente di tener conto in via preliminare dei dati statistici disponibili, riducendo l'entità numerica del fattore di sicurezza. Ciò elimina il già segnalato inconveniente di operare su coefficienti elevati che danno agli operatori l'illusione di disporre di margini molto ampi. Se, peraltro, si studia la legge di variazione di  $\gamma$  in funzione dei coefficienti di dispersione, a parità di probabilità di rottura, si trova che  $\gamma_K$  è molto meno sensibile che non  $\gamma_0$  alle fluttuazioni di  $C_R$  e  $C_S$ . Ciò consente talvolta di adottare un fattore di sicurezza fisso, anche quando il raggiungimento dello stato limite può derivare dal verificarsi di eventi di diverso carattere ed aventi diversa dispersione. Ad esempio, in una costruzione in cemento armato in cui la rottura può essere, a seconda dei casi, provocata dal cedimento dell'uno o dell'altro dei due materiali associati, i quali sono notoriamente affetti da dispersioni molto diverse, si riesce, per questa via, a conservare lo stesso fattore di sicurezza nelle due eventualità, pur di operare su resi-

stenze caratteristiche corrispondenti a « frattili » adeguatamente ridotti. Infine è chiaro, in base a quanto si è detto, che  $\gamma_K$  è assai meno influenzato da un eventuale errore di valutazione dei coefficienti di variazione.

Tutto ciò premesso, va rilevato che la determinazione della sicurezza compendiata nelle formule (10) e (14) consente di operare interamente per via probabilistica. Nota che sia la distribuzione statistica di  $R$  e di  $S$  e la probabilità ammissibile di raggiungimento dello stato limite considerato, il metodo definisce infatti l'unico fattore di sicurezza da introdursi nel calcolo. Si tratterà allora di verificare, a seconda delle modalità operative prescelte, che fra la resistenza calcolata per il valore medio della variabile di riferimento ed il valore medio della sollecitazione sussista il rapporto  $\gamma_0$ ; o, meglio, che fra la resistenza caratteristica e la sollecitazione caratteristica sussista il rapporto  $\gamma_K$ . Nel calcolo così condotto non compare quindi nessun altro coefficiente correttivo o « fattore parziale di sicurezza » (secondo la poco felice terminologia cui si ricorre spesso).

Purtroppo, in pratica, è raro che si possano direttamente ricondurre i problemi usuali a tale schema teorico, e ciò per un insieme di motivi che riteniamo utile riassumere brevemente:

a) Una prima remora deriva dalla difficoltà, o dalla vera e propria impossibilità, di descrivere compiutamente la resistenza effettiva degli elementi strutturali in opera. Si giudica in base a prove su campioni di laboratorio, costituiti per lo più da un numero limitato di saggi.

b) Sovente, invece di riferirsi alla resistenza del materiale, occorre considerare quella di un elemento strutturale più o meno complesso. In tal caso  $R$  è generalmente una funzione non lineare di più variabili, non sempre indipendenti fra loro. Ciò comporta, come vedremo, complicazioni analitiche molto sostanziali, in particolare nelle costruzioni iperstatiche.

c) Altre difficoltà derivano dal fatto che, in molti casi, per descrivere le due entità fondamentali, sollecitazione e resistenza, occorre assumere più di una variabile di riferimento. Basti pensare ad esempio al caso di un elemento presso-inflesso nel quale ciascuna configurazione è caratterizzata dai valori di due grandezze: momento flettente e sforzo normale.

d) Da un punto di vista più generale, si deve ammettere che l'analisi probabilistica della sicurezza strutturale non potrà mai effettuarsi in forma rigorosa per l'impossibilità di analizzare adeguatamente l'andamento statistico di tutte le variabili in gioco — approssimazioni riguardanti le condizioni di vincolo; schematizzazione dei carichi applicati; imprecisioni esecutive — alle quali non è possibile riconoscere un vero e proprio carattere statistico. Altre difficoltà derivano dalla complessità dei calcoli.

Ciò non significa tuttavia che si debba abbandonare la via probabilistica che, come si è visto,

è l'unico strumento valido per risolvere il problema della sicurezza strutturale su basi razionali e per eliminare ogni residuo di soggettivismo in questo delicato settore. Si tratterà invece di trovare i mezzi per superare le difficoltà elencate senza infrangerne, o per lo meno senza intaccarne sostanzialmente, i concetti fondamentali.

A tal proposito, un primo passo consiste nell'ammettere che alle dispersioni effettive delle variabili si possa sostituire una « dispersione fittizia » o « corretta » che tenga conto di tutti gli elementi di incertezza non computati nell'indagine statistica preliminare. Ad esempio, dalla resistenza caratteristica con « frattile » 5% desunta per via sperimentale, si potrà dedurre una resistenza con frattile minore, ad esempio del 5‰, che tenga conto, oltre che della dispersione effettivamente osservata, del numero limitato dei saggi esaminati, delle differenze fra dati di laboratorio e comportamento in opera, dei danneggiamenti che il materiale subisce durante la vita delle struttura, ed anche, se del caso, dell'ulteriore incidenza della dispersione delle variabili sul fattore di sicurezza qualora, per semplicità, questo venga assunto eguale in presenza di vari tipi di comportamento possibili.

Ovviamente il passaggio dalla dispersione reale a quella corretta comporta un giudizio in parte soggettivo, analogo a quello cui si ispirano i calcolatori nello scegliere gli attuali fattori correttivi; rimane però che, operando sulle dispersioni invece che su coefficienti generici, si dispone di elementi di giudizio assai meglio definiti ed inoltre si ha il vantaggio di poter proseguire il calcolo nell'ambito dei metodi probabilistici.

Non è peraltro difficile stabilire la corrispondenza fra coefficienti correttori e dispersioni corrette. Per una grandezza cui si applica un coefficiente correttore  $\gamma_g$ , si può ammettere che l'applicazione del coefficiente corrisponda al passaggio dal valore medio al valore minimo:

$$\gamma_g = \frac{m_g}{\min_g}$$

Se, peraltro, si ammette che il valore minimo da considerare nel calcolo a tutti gli effetti (e cioè per tener conto di tutte le incertezze complementari di cui si è detto), sia pari alla media ridotta di tre volte lo scarto tipo, si ha:

$$\min_g = m_g - 3\delta_g$$

$$\frac{1}{\gamma_g} = 1 - 3 C_g$$

$$C_g = \frac{1}{3} \left( 1 - \frac{1}{\gamma_g} \right)$$

Analogamente, per coprire altre incertezze difficilmente valutabili per via statistica, quali, ad esempio, l'imprecisione dei metodi di calcolo, si ritoccherà la dispersione della sollecitazione  $S$ .

Assai più complesse le operazioni necessarie per trattare problemi nei quali intervengano più variabili, legate alla resistenza con leggi qualsiasi.

In tal caso, la maggior parte delle considerazioni svolte nei precedenti paragrafi cadono in difetto:

— le « densità della probabilità » delle grandezze in gioco non si possono più rappresentare nel piano e prendono invece l'andamento di ipersuperfici a  $n$  dimensioni, una per ogni variabile;

— il « frattile » non può più valutarsi sostituendo gli equivalenti « frattili » delle variabili nell'espressione analitica della grandezza in esame. In genere infatti il valore così definito corrisponde ad un frattile molto più basso di quello cercato;

— infine, e soprattutto, l'incidenza della dispersione di una variabile su quella della funzione dipende dalla forma del legame analitico in gioco.

In tale ambito, rientrano purtroppo la maggior parte dei problemi geotecnici. Giova pertanto delineare i procedimenti analitici di cui disponiamo per superare, almeno in via approssimata, le difficoltà elencate. Precisiamo che ci limiteremo nel seguito a schizzare procedimenti fondati su mezzi analitici classici; altri metodi più elaborati presentati nella bibliografia specializzata più recente consentiranno verosimilmente, in un prossimo futuro, di inquadrare meglio il problema.

Supponiamo ad esempio che la resistenza  $R$ , assunta quale grandezza di riferimento per lo studio della sicurezza, sia funzione non lineare di due variabili aleatorie  $x$  e  $y$  caratterizzate da due distribuzioni delle frequenze  $p_x$  e  $p_y$ . Per semplificare la trattazione, ammetteremo che  $x$  ed  $y$  non siano correlate fra loro, nel qual caso la probabilità che si verifichi un qualsiasi accoppiamento  $Z$ , di  $x$  e di  $y$  è data dalla regola del prodotto:

$$p_Z(x, y) = p_x \cdot p_y \quad (15)$$

La teoria del cambiamento delle variabili applicata alla distribuzione  $p_Z$  consente allora di individuare la legge di distribuzione di  $R$  nella forma:

$$p_R = \int_{-\infty}^{+\infty} p_x(R, y) p_y \frac{\delta x(R, y)}{\delta R} dy \quad (16)$$

espressione nella quale la variabile  $x$  viene espressa in funzione di  $R$  e di  $y$  mediante la funzione inversa della:

$$R = R(x, y).$$

Analogo procedimento vale nel caso in cui  $R$  sia funzione di  $n$  variabili, nel qual caso la (16) comporta  $n - 1$  integrazioni. Si intende che, in ogni caso, il procedimento può essere affrontato sostituendo agli integrali sommatorie calcolate con procedimenti numerici.

In genere, la legge di distribuzione definita dalla (16) non è più di tipo gaussiano e, pertanto, nel confronto fra la portanza  $R$  e la sollecitazione  $S$ , non è più lecito, a rigore, applicare le espressioni (10) e (14). Ricorrendo alla tabellazione gaussiana della relazione, è tuttavia possibile ricondursi alla trattazione elementare  $P_f - \lambda$ , utilizzando il seguente procedimento approssimato.

Riprendiamo in esame le curve di figura 1 che rappresentano le leggi di variazione  $f_R(x)$  e  $f_S(x)$  delle frequenze di probabilità di  $R$  e di  $S$ . Siano peraltro  $F_R(x)$ ,  $F_S(x)$  le corrispondenti curve cumulative della probabilità di  $R$  ed  $S$  in funzione di  $x$ , le quali rappresentano rispettivamente la probabilità che  $R$  od  $S$  siano inferiori al valore generico  $x$ :

$$\begin{cases} F_R(x) = P(R < x) = \int_{-\infty}^x f_R(x) dx \\ F_S(x) = P(S < x) = \int_{-\infty}^x f_S(x) dx \end{cases} \quad (17)$$

Se, come abbiamo supposto, le variabili  $R$  ed  $S$  sono indipendenti, è possibile istituire un'altra interessante rappresentazione della probabilità di rottura, già valutata mediante la (2), a mezzo delle seguenti espressioni dette di « convoluzione »:

$$P(S > R) = \int_0^{\infty} F_R(x) f_S(x) dx \quad (18a)$$

$$P(S > R) = \int_0^{\infty} [1 - F_S(x)] f_R(x) dx \quad (18b)$$

La (18a) si giustifica osservando che la « densità di probabilità di rottura » relative all'intervallo  $dx$  è uguale al prodotto della probabilità che  $S$  sia compreso nell'intervallo [data, per definizione, da  $f_S(x) dx$  per la « probabilità cumulata » che  $R$  sia inferiore a  $x$  rappresentata da  $F_R(x)$ ].

Analoga la giustificazione della (18b), nella quale si è tenuto conto che, per definizione,

$$P(S > x) = 1 - F_S(x)$$

dato che l'integrale della  $f_S(x)$  fra  $-\infty$  e  $+\infty$  ha ovviamente valore unitario.

È allora interessante rappresentare per via grafica la « operazione di convoluzione » ricorrendo al classico diagramma di Henry nel quale le probabilità cumulate  $F_R(x)$ ,  $F_S(x)$ , supposte gaussiane, sono rappresentate da rette riferite, in ascisse, ai valori di  $x$ , in ordinata, ad una scala logaritmica delle probabilità.

Poichè, in una distribuzione di Gauss, la probabilità che la funzione assuma valori che differiscono dalla media di più di uno « scarto tipo » è pari al 16%, è immediata sul grafico l'individuazione degli scarti tipo  $\delta_R$ ,  $\delta_S$ . Se, peraltro, si tiene conto che:

$$\delta_Z = \delta_{(R-S)} = \sqrt{\delta_R^2 + \delta_S^2} \quad (19)$$

si giustifica il tracciamento della retta tratteggiata che raffigura la « probabilità cumulata » della funzione  $Z = R - S$ . È noto infatti che la somma di due distribuzioni gaussiane è anch'essa gaussiana e che l'inclinazione della retta che la rappresenta sul diagramma di Henry deve dare, sull'ordinata 16%, lo « scarto tipo calcolato » secondo la (19).

Sulla figura, mediante traslazione dell'origine delle ascisse, si è fatta coincidere la media  $m_{(R-S)}$

con la media  $m_R$ . La probabilità cumulata

$$P(Z < 0)$$

è quindi definita dall'ordinata dell'intersezione della retta tratteggiata con l'ascisse  $m_S$ .

Il grafico consente altresì di definire il fattore centrale di sicurezza  $\gamma_0 = \frac{m_R}{m_S}$  (o, volendo, il fattore caratteristico  $\gamma_K$ ) necessario per conseguire la probabilità di rottura prefissata.

Il procedimento approssimato cui abbiamo alluso consiste nell'estendere tale metodo grafico al caso di « leggi di probabilità cumulate non gaussiane », la cui rappresentazione sul diagramma di Henry non è quindi più assimilabile ad una retta.

Alla base del metodo sta la constatazione che, negli integrali di convoluzione delle formule (18), la parte più significativa dell'integrazione corrisponde alla zona in cui le due curve rappresentative della « densità di probabilità » (fig. 1) si intersecano. In quelle zone, infatti, la densità corrispondente ad una delle curve ha ancora valori finiti che vanno moltiplicati per valori ancora finiti della probabilità cumulata dell'altra variabile (rappresentata dall'area sottostante la « coda » della curva). Altrove, invece, uno dei due fattori tende ad assumere valori molto bassi ed il prodotto diventa pressochè trascurabile. Da quanto sopra deriva che una valutazione attendibile della probabilità di rottura può aversi sostituendo alle distribuzioni reali non gaussiane delle distribuzioni gaussiane che siano, nella zona significativa ai fini dell'integrazione, adiacenti a quelle reali. In pratica, si trova che la zona più efficace per il conseguimento di approssimazioni accettabili è quella adiacente ai « frattili » 5‰ delle due curve.

Partendo da tali concetti, la figura 3 rappresenta sul diagramma di Henry un metodo per combinare una distribuzione cumulata di  $S$ , supposta gaussiana, con una distribuzione cumulata di  $R$  non gaussiana. Quest'ultima viene sostituita da una distribuzione gaussiana definita dalla tangente tracciata al « frattile » 5‰. Se ne deducono il valore medio, fittizio  $m'_R$  e lo scarto fittizio  $\delta'_R$ . Dopo di chè il calcolo della probabilità di rottura viene completato come in figura 2.

Ovviamente le operazioni testè illustrate risultano più agevoli qualora la funzione  $R(x, y)$  assuma forme analitiche semplici. Se, ad esempio, la  $R$  è di tipo lineare:

$$R = ax + by$$

e se si assimilano le frequenze di probabilità  $p_x$  e  $p_y$  a delle distribuzioni gaussiane, la  $R$  è anch'essa gaussiana ed è caratterizzata dai seguenti valori della media e della varianza.

$$m_R = am_x + bm_y$$

$$D_R = a^2 D_x + b^2 D_y.$$

In tal caso, il calcolo della probabilità di rottura e del fattore di sicurezza si può effettuare diretta-

mente con le formule (10) e (14) o mediante il grafico di figura 2.

Analogamente, se la  $R$  assume la forma di un prodotto:

$$R = x \cdot y \cdot Z$$

è facile individuare i parametri della distribuzione di  $R$ , in quanto il valore medio di  $R$  è dato dalla relazione:

$$m_R = m_x \cdot m_y \cdot m_Z$$

ed il corrispondente coefficiente di variazione vale:

$$C_R = \sqrt{C_x^2 + C_y^2 + C_Z^2}$$

In questo caso, tuttavia, la legge della probabilità cumulata di  $R$  non è più gaussiana e il calcolo della probabilità di rottura deve effettuarsi col metodo approssimato di figura 3.

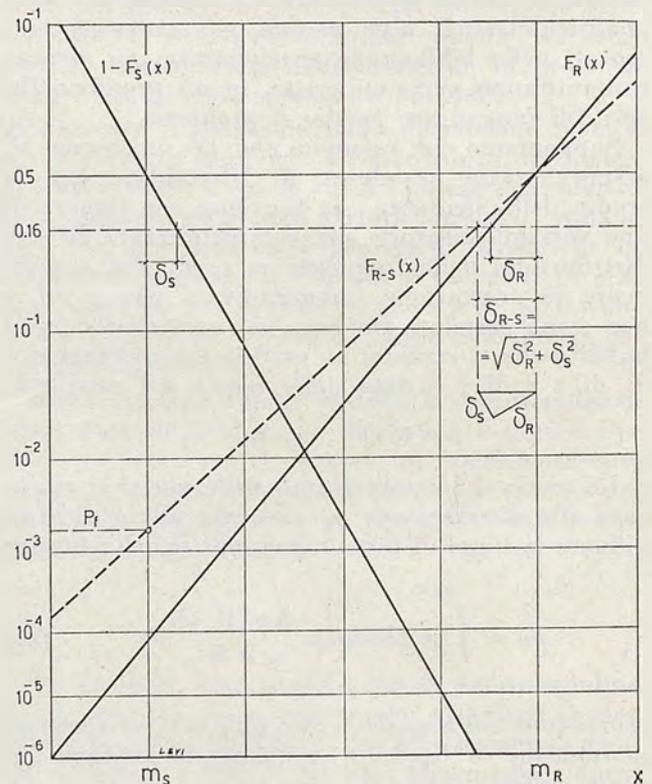


Fig. 2

Infine, per funzioni  $R$  affatto qualsiasi, è anche possibile procedere mediante scomposizione in serie di Taylor:

$$R(x_1, x_2 \dots x_n) = R(m_{x_1} \dots m_{x_n}) + \frac{\delta R}{\delta x_1} (m_{x_1} \dots m_{x_n}) \cdot (x_1 - m_{x_1}) + \dots + \frac{\delta R}{\delta x_n} (m_{x_1} \dots m_{x_n}) (x_n - m_{x_n})$$

valutando quindi media e dispersione con le espressioni

$$m_R = R(m_{x_1} \dots m_{x_n})$$

$$D_R = D_{x_1} \frac{\delta R}{\delta x_1} (m_{x_1} \dots m_{x_n}) + \dots + D_{x_n} \frac{\delta R}{\delta x_n} (m_{x_1} \dots m_{x_n}) \quad (20) \quad (5)$$

È chiaro però che la (20) vale solo nelle immediate vicinanze della media di  $R$ , ciò che limita la validità del procedimento al caso in cui le variabili si allontanano poco dai loro valori medi. Inoltre la conoscenza solo parziale della legge di distribuzione della  $R$  conferisce carattere impreciso ai risultati di un calcolo della probabilità di rottura effettuato in base alla (10).

Un esempio di applicazione numerica dei metodi indicati ad un caso particolarmente semplice è riportato nell'articolo di Ezio Loporati a pag. 226.

Come abbiamo già osservato, i metodi analitici esposti e l'esempio numerico svolto, non esauriscono in alcun modo l'argomento che ci siamo prefissi. La nostra trattazione si riferisce infatti solo al caso semplicissimo di una struttura isostatica la cui resistenza sia caratterizzata da un unico parametro. Per la risoluzione di casi complessi, più consoni alle necessità dei progettisti, ci si dovrà ispirare, adattandola ai problemi specifici, alla abbondante bibliografia che sta ora comparando sulle riviste d'ingegneria civile di molti paesi.

Dall'attuale saggio noi vorremmo limitarci a ricavare alcune indicazioni di carattere generale per una più moderna impostazione dei principi di sicurezza da adottare in campo geotecnico e per la definizione di nuovi temi di ricerca.

Lasciando da parte il problema della caratterizzazione statistica dei carichi (o, meglio, delle « azioni », includendo in questo termine le forze e le deformazioni impresse), poichè tale argomento è di portata generale e riguarda tutti gli elementi delle costruzioni civili, è ovvio che, per impostare su basi statistiche la verifica delle fondazioni sarà necessario istituire in primo luogo estese indagini sulla variabilità delle proprietà meccaniche dei terreni, integrandole con una valutazione del grado di precisione dei metodi di rilevamento. Così pure, l'introduzione in tema di fondazioni, del concetto di « stati limite » esigerà la messa a punto di un preciso elenco degli « stati indesiderabili »: stato limite ultimo per cedimento o rottura, instabilità, deformazione inammissibile, risonanza ecc., nonché la definizione dei metodi di calcolo adatti alla verifica di ciascuna di queste condizioni (metodi elastici, procedimenti non lineari, ipotesi reologiche ecc.).

Tali considerazioni si ricollegano direttamente ai concetti enunciati nell'introduzione secondo cui qualsiasi aggiornamento della filosofia della sicurezza richiede un ampliamento dei mezzi atti a descrivere il comportamento delle opere. Ad esempio, non si può concepire uno studio razionale dello

(5) La (20) presuppone che le variabili  $x_1 \dots x_n$  siano fra loro indipendenti.

stato limite di deformazione di una palificata riferito esclusivamente al comportamento in servizio. È chiaro infatti che l'indagine dovrà estendersi alle situazioni « anomale » che possono con maggiore probabilità provocare il superamento dei cedimenti tollerabili. In tal senso è pertanto lecito asserire che nell'impostazione degli studi sia teorici che sperimentali non sia più lecito tralasciare la presa in conto dei concetti probabilistici.

Altro importante argomento di studio sarà la cosiddetta « calibration » di eventuali norme, fondate su criteri probabilistici: si tratterà, in altri termini, di confrontare i risultati dei nuovi metodi con quelli dei procedimenti tradizionali e, se possibile, con dati desunti da controlli statistici in sito.

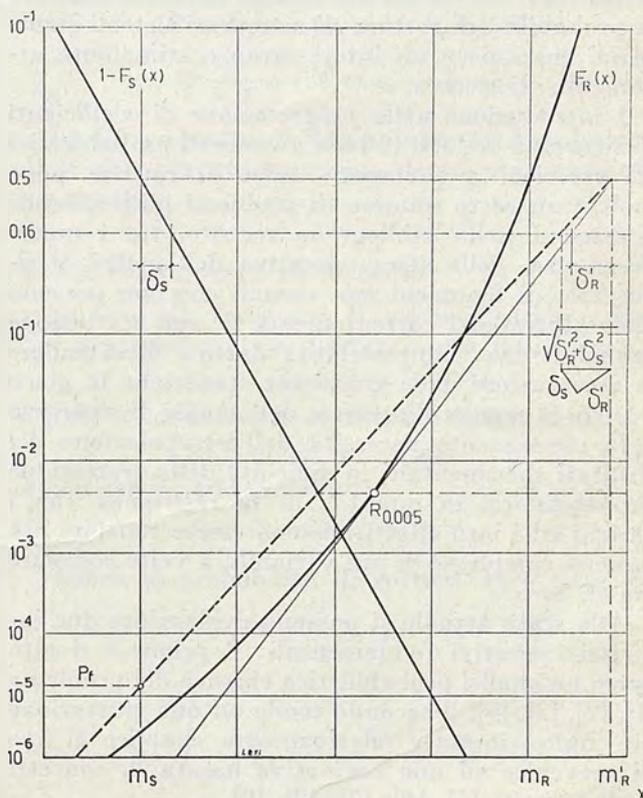


Fig. 3

Assai più impegnative le ricerche, da svolgersi in collaborazione con gli specialisti di altre branche dell'ingegneria civile, destinate a perfezionare le tecniche di applicazione dei metodi probabilistici, estendendone l'impiego a casi complessi quali: strutture iperstatiche, problemi caratterizzati da molte variabili fra loro correlate ecc.

È chiaro che questi studi richiederanno molti anni. Noi riteniamo tuttavia che, sin d'ora, lo svolgimento di qualche esempio di applicazione, anche riferito a problemi elementari, possa utilmente contribuire alla formazione, in campo geotecnico, di quella mentalità « probabilistica » che costituisce l'unico antidoto all'imperante soggettivismo dei « coefficienti parziali di sicurezza ».

FRANCO LEVI

# Analisi di sicurezza di pali di fondazione in terreni coesivi

EZIO LEPORATI<sup>(1)</sup> riferisce sul calcolo probabilistico di pali di fondazione, nota la distribuzione della resistenza al taglio del terreno.

## 1. INTRODUZIONE.

Ai metodi probabilistici di analisi strutturale viene attualmente riconosciuta un'importanza fondamentale per una razionale misura della sicurezza in vista della natura casuale della resistenza e dei carichi esterni. Scopo principale è l'interpretazione probabilistica del fattore di sicurezza e l'indagine della sua relazione con la probabilità di rottura strutturale o funzionale. Il presente stato delle conoscenze permette usualmente la determinazione della probabilità di rottura dei singoli elementi strutturali. Lo studio dei metodi idonei a valutare la probabilità di rottura di complessi sistemi strutturali costituisce un interessante e stimolante argomento di ricerca.

L'introduzione nella progettazione di coefficienti di sicurezza dedotti in base a concetti probabilistici ed associati a prefissati rischi di rottura pone inoltre un certo numero di problemi puntualizzati e discussi nella bibliografia recente, tra i quali: l'esistenza, nella sfera operativa dell'analisi di sicurezza, di fenomeni non casuali che non possono essere introdotti coerentemente in una trattazione probabilistica; l'impossibilità pratica di estendere le osservazioni delle grandezze statistiche in gioco a tutto il campo d'interesse dell'analisi di sicurezza e la conseguente necessità dell'estrapolazione dei risultati sperimentali; la difficoltà della trattazione probabilistica, in quanto sia la resistenza che i carichi ed i loro effetti possono essere funzioni più o meno complesse di più variabili, a volte correlate tra di loro.

Allo stato attuale si possono evidenziare due indirizzi operativi fondamentali: il primo è rivolto verso un'analisi probabilistica classica del problema [1], [2], [3], [4], il secondo tende ad una trattazione più approssimata e relativamente semplice al fine di pervenire ad una normativa basata su concetti probabilistici [5], [6], [7], [8], [9].

Un saggio di F. Levi [10] prospetta un'ampia serie di indicazioni per l'applicazione dei metodi probabilistici all'analisi della sicurezza in campo geotecnico. Nell'ambito di tale lavoro, è qui trattato il calcolo probabilistico di un palo di fondazione rispetto alla rottura del terreno per fenomeni di taglio. Con riferimento ai risultati sperimentali ottenuti per la variabile che maggiormente condiziona il problema, la resistenza al taglio iniziale del terreno, si considera, in prima approssimazione, un'espressione lineare che lega la portanza alle variabili casuali in gioco. Si suppone inoltre che tutte le variabili siano «normalmente»<sup>(2)</sup> distribuite e non si prende in considerazione il cedimento del palo sotto il carico di esercizio.

(1) Istituto di Scienza delle Costruzioni - Facoltà Ingegneria - Politecnico di Torino.

(2) «normalmente» e «normale» nel senso convenzionale del calcolo delle probabilità, cioè secondo la curva di GAUSS.

## 2. DIMENSIONAMENTO DETERMINISTICO DI UN PALO DI FONDAZIONE RISPETTO ALLA ROTTURA DEL TERRENO PER FENOMENI DI TAGLIO.

La somma della portanza laterale  $P_L$  e della portanza di punta  $P_B$  di un palo isolato di sezione costante si può determinare [11] in base alla relazione:

$$P_L + P_B = \pi \varnothing \sum_{i=1}^n h_i C_{ui} \alpha_i + \frac{\pi}{4} \varnothing^2 (N_c \omega C_{ub} + p'), \quad (1)$$

essendo:

- $\varnothing$  il diametro del palo,
- $h_i$  lo spessore dello strato generico di terreno attraversato dal palo,
- $C_{ui}$  la resistenza al taglio iniziale relativa allo strato « $i$ »,
- $C_{ub}$  la resistenza al taglio iniziale in prossimità della punta del palo,
- $\alpha_i$  il coefficiente di mobilitazione dell'aderenza laterale relativa allo strato « $i$ »,
- $N_c$  il coefficiente di capacità portante,
- $\omega$  un coefficiente di riduzione che tiene conto delle modalità di costruzione e dell'«effetto forma» dei saggi. Nei terreni coesivi «fessurati» la resistenza al taglio determinata su provini di piccole dimensioni è in genere superiore a quella rilevabile da prove «in situ»,

$p' = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i$  è la pressione efficace alla punta del palo, essendo  $\gamma_i$  il peso di volume del terreno nello strato « $i$ ».

La portanza ammissibile  $P_{amm}$  del palo si valuta usualmente dividendo la (1) per un coefficiente di sicurezza  $F_s$  variabile da 2,5 a 3 [11]:

$$P_{amm} = (P_L + P_B) / F_s. \quad (2)$$

## 3. MISURE SPERIMENTALI E CONSIDERAZIONI SULLA «RESISTENZA».

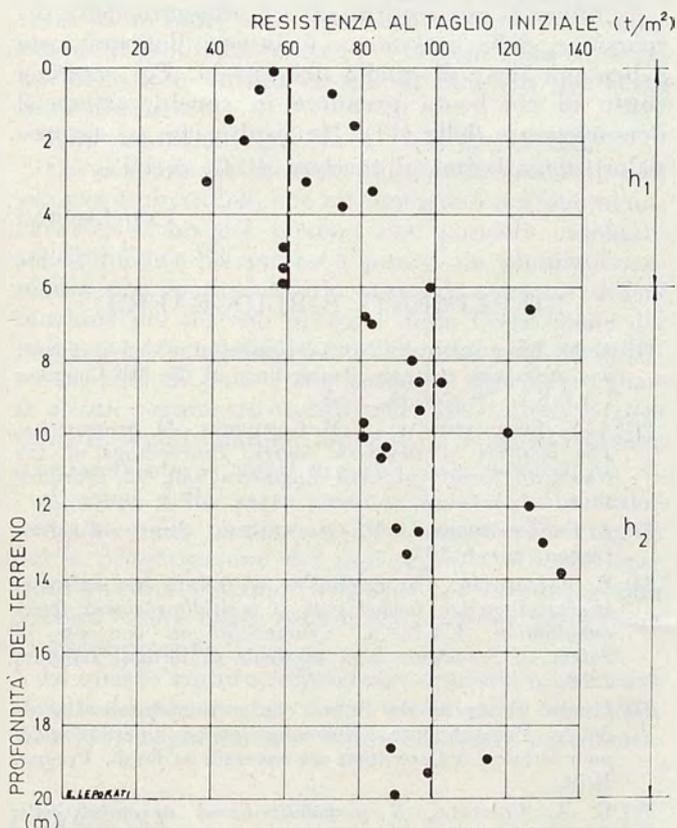
Nella figura sono riportati i valori della resistenza iniziale al taglio ottenuti da M. Jamiolkowski su provini prelevati a profondità variabili da 0 a 20 m da un limo compatto in una località dell'Italia Centrale (Viadotto Paglia - Dirett.ma Roma-Firenze). Le misure sono state effettuate in cella triassiale su provini cilindrici di diametro 1 1/2" e di altezza 3" (pollici). Anche se si dispone di un numero piuttosto limitato di risultati sperimentali è possibile evidenziare nella profondità di terreno esaminata due strati caratterizzati da due diverse distribuzioni della variabile statistica  $C_u$ : un primo strato, compreso tra le quote 0 ÷ 6 m, ha una resistenza media al taglio sensibilmente inferiore allo strato compreso tra le quote 6 ÷ 20 m.

Nell'analisi di sicurezza del palo la (1) rappresenta il legame funzionale tra la resistenza strutturale (portanza) che d'ora in poi indicheremo con la lettera  $R$ , e le grandezze che compaiono al secondo membro. In senso lato il problema della determinazione della distribuzione di  $R$  è piuttosto complesso in quanto:

—  $C_u$  e  $\gamma_u$  sono variabili casuali caratterizzate da diverse possibili distribuzioni da strato a strato,

—  $\alpha$  dipende da diversi fattori (modalità esecutive, sensitività<sup>(3)</sup> e consistenza del terreno) ed è funzione di  $C_u$ .

Con riferimento al caso specifico in esame ed osservando che tra le variabili statistiche in gioco



il contributo predominante è apportato dalla resistenza al taglio del terreno, è possibile ottenere una soluzione approssimata nel modo seguente:

— si prendono in considerazione nel terreno esaminato, due soli strati associati in parallelo, il primo di altezza 6 m ed il secondo di altezza 14 m, caratterizzati da due diverse distribuzioni della variabile  $C_u$  che indicheremo con  $x_1$  e  $x_2$  rispettivamente. Considereremo tali variabili «normalmente» distribuite; dai risultati sperimentali riportati nella figura si deducono i seguenti parametri che definiscono le due distribuzioni:

$$m_{x_1} = 60,60 \text{ t/m}^2, \quad \delta_{x_1} = 13,56 \text{ t/m}^2,$$

$$C_{x_1} = \delta_{x_1} / m_{x_1} = 0,224$$

$$m_{x_2} = 99,80 \text{ t/m}^2, \quad \delta_{x_2} = 16,96 \text{ t/m}^2,$$

$$C_{x_2} = \delta_{x_2} / m_{x_2} = 0,169,$$

essendo, rispettivamente  $m$ ,  $\delta$  e  $C$  la media, la deviazione standard ed il coefficiente di variazione,

<sup>(3)</sup> Rapporto tra le resistenze al taglio, determinate in condizioni di drenaggio impedito, di un terreno «non disturbato» e «disturbato».

— si suppone che la variabile  $\gamma_u$ , peso specifico del terreno che d'ora in poi indicheremo con  $x_3$ , abbia la stessa distribuzione in tutta la profondità di terreno esaminata. Si considera tale variabile «normalmente» distribuita con media  $m_{x_3} = 1,9 \text{ t/m}^3$  e con coefficiente di variazione  $c_{x_3} = 0,05$  per lo strato di terreno di altezza  $L$  pari a quella del palo,

— i valori sensibilmente elevati assunti dalle variabili  $x_1$  ed  $x_2$  nel caso in esame permettono di semplificare il problema relativamente all'influenza del coefficiente  $\alpha$ . L'andamento di  $\alpha$  in funzione di  $C_u$  risulta infatti secondo Kerisel [12] di tipo iperbolico con asintoto orizzontale e praticamente costante già a partire da valori di  $C_u$  inferiori ai minimi sperimentalmente riscontrati. Con riferimento alle considerazioni effettuate, possiamo scrivere la (1) nel modo seguente:

$$R = \pi \varnothing \alpha (h_1 x_1 + h_2 x_2) + \frac{\pi \varnothing^2}{4} (N_c \omega x_2 + L x_3). \quad (3)$$

La (3) permette di determinare la distribuzione di  $R$  che, per quanto prima detto, sarà anch'essa «normale».

#### 4. LA PROBABILITÀ DI ROTTURA.

Se oltre alla resistenza  $R$ , anche il carico esterno  $S$  è «normalmente» distribuito, la differenza:

$$Z = R - S$$

è pure «normalmente» distribuita con media:

$$m_Z = m_R - m_S \quad (4)$$

e con deviazione standard:

$$\delta_Z = \sqrt{\delta_R^2 + \delta_S^2} \quad (5)$$

Allora la probabilità di rottura  $P_f$  è data da:

$$P_f = P \left\{ Z \leq 0 \right\} =$$

$$= \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^0 \frac{1}{\delta_Z} \cdot e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{Z - m_Z}{\delta_Z} \right)^2} \cdot dZ \quad (6)$$

$$\text{Posto } t = (m_Z - Z) / \delta_Z \quad (7)$$

$$\lambda = \frac{m_Z}{\delta_Z} = \frac{1}{C_Z} = \left( \frac{m_R}{m_S} - 1 \right) / \sqrt{C_S^2 + \left( \frac{m_R}{m_S} \right)^2 C_R^2} \quad (8)$$

essendo  $C_Z$ ,  $C_S$  e  $C_R$  i coefficienti di variazione di  $Z$ ,  $S$  ed  $R$  rispettivamente, la (6) diventa:

$$P_f = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{\lambda}^{\infty} e^{-\frac{t^2}{2}} \cdot dt, \quad (9)$$

per cui la probabilità di rottura può essere letta direttamente nelle tabelle della distribuzione «normale».

#### 5. IL FATTORE CENTRALE DI SICUREZZA ASSOCIATO AD UN PREFISSATO RISCHIO DI ROTTURA.

Noti i parametri delle distribuzioni della resistenza e del carico esterno, si avrà una probabilità di rottura minore o uguale al livello  $P_f$  prefissato

ed espresso numericamente dal parametro  $\bar{\lambda}$  attraverso la (9), se sarà verificata la condizione:

$$m_R \geq \gamma_0(\bar{\lambda}) m_S \quad (10)$$

dove  $\gamma_0(\bar{\lambda})$  è il «fattore centrale di sicurezza» relativo al livello  $P_f$  ed è esprimibile mediante la seguente relazione deducibile dalla (8):

$$\gamma_0(\bar{\lambda}) = \left(1 + \sqrt{\bar{\lambda}^2 (C_R^2 + C_S^2) - \bar{\lambda}^4 C_R^2 C_S^2}\right) / \left(1 - \bar{\lambda}^2 C_R^2\right) \quad (11)$$

## 6. ESEMPIO NUMERICO.

Si vogliono determinare le dimensioni di un palo, trivellato a fango in calcestruzzo, da realizzare in un terreno con le caratteristiche precedentemente descritte, che sia atto a sopportare un carico esterno  $S'$  «normalmente» distribuito con media  $m_{S'} = 750 t$  e con coefficiente di variazione  $C_{S'} = 0,15$ , accettando una probabilità di rottura  $P_f \leq 10^{-5}$ . Si prescinde qui dall'analisi di detto carico esterno, combinazione di una certa frazione di carico permanente e di una certa frazione di carico accidentale. Prefissando per il palo, lunghezza 20 m, diametro 1,60 m e peso specifico del calcestruzzo  $\gamma = 2,4 t/mc$ , il suo peso sarà:  $D = 96,51 t$ . Si tiene conto della dispersione di  $\gamma_c$  e dell'incertezza sulle dimensioni considerando  $D$  «normalmente» distribuito con media  $m_D = 96,51 t$  e con coefficiente di variazione  $C_D = 0,05$ . Il carico totale  $S = S' + D$  avrà pertanto media:

$$m_S = m_{S'} + m_D = 846,51 t, \quad (12)$$

e coefficiente di variazione:

$$C_S = \sqrt{\frac{(C_{S'} m_{S'})^2 + (C_D m_D)^2}{(m_{S'} + m_D)^2}} = 0,133. \quad (13)$$

Per quanto riguarda la resistenza, sostituendo nella (3) i valori numerici:

$$\begin{aligned} \varnothing &= 1,60 \text{ m}, \\ h_1 &= 6,0 \text{ m}, \quad h_2 = 14,0 \text{ m}, \quad L = 20,0 \text{ m}, \\ N_c &= 9,0 \text{ [11], [13], [14]}, \\ \alpha &\simeq 0,10 \text{ [12]}, \\ \omega &\simeq 1,0, \text{ per argille quasi intatte,} \end{aligned}$$

si ottiene:

$$R = 3,014 x_1 + 25,129 x_2 + 40,212 x_3 \quad (14)$$

La media e la deviazione standard di  $R$ , funzione lineare secondo la (14) delle variabili non correlate  $x_i$  con coefficienti  $a_i$ , si deducono semplicemente dalle relazioni:

$$m_R = \sum_{i=1}^3 a_i m_{x_i} \quad (15)$$

$$\delta_R = \sqrt{\sum_{i=1}^3 a_i^2 \delta_{x_i}^2} \quad (16)$$

Sostituendo nelle precedenti relazioni i valori numerici in esame si ottiene:

$$m_R = 2766,9 t; \quad \delta_R = 427,2 t, \quad (17)$$

e quindi:  $C_R = \frac{\delta_R}{m_R} = 0,154$ .

Avremo pertanto per le (12) e (13):  $m_R / m_S = 3,26$

Ora, nelle ipotesi fatte, ad una probabilità di rottura  $P_f = 10^{-5}$ , corrisponde, secondo la (9), un valore  $\bar{\lambda} = 4,265$ . Dalla (11) si ottiene  $\gamma_0(\bar{\lambda} = 4,265) = 3,13$ . La condizione (10) è pertanto verificata.

Si osserva che il fattore centrale di sicurezza qui ottenuto non è molto diverso dai valori usualmente attribuiti al coefficiente di sicurezza secondo la (2). Ed è anche logico in quanto gli usuali coefficienti di sicurezza sono determinati e codificati sulla base di una lunga osservazione del comportamento delle realizzazioni strutturali. I risultati ottenuti, fermi restando gli altri parametri, non varierebbero di molto se si attribuisse a  $C_S$  un valore ragionevolmente più elevato.

L'influenza sui risultati di un aumento della dispersione della resistenza è invece determinante e ben più forte di quella dei carichi. Per rendersi conto di ciò basta prendere in considerazione il denominatore della (11). Ne risulta che  $\gamma_0$  assume valori elevatissimi al tendere di  $C_R$  a  $1/\lambda$ .

Ezio Leporati

## RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] A. M. FREUDENTHAL, *Critical appraisal of safety criteria and their basic concepts*, Proceedings of the 8th Congress I.A.B.S.E. New York, 1968.
- [2] A. M. FREUDENTHAL - J. M. GARRELS - M. SHINOZUKA, *The analysis of structural safety*, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, vol. 92, february 1966.
- [3] J. FERRY BORGES - M. CASTANHETA, *Structural safety*, Lisbon, march 1971.
- [4] E. PALOHEIMO, *The probability of failure and safety of structural section loaded with a multidimensional force-combination*, I.A.B.S.E. Symposium on concepts of Safety of Structures and methods of design, London, 1969.
- [5] Comité Européen du Béton, Federation Internationale de la Précontrainte, *Recommandations internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton*, Prague, 1970.
- [6] C. A. CORNELL, *A probability-based structural code*, ACI Journal, december 1969.
- [7] M. K. RAVINDRA - A. C. HEANEY - N. C. Lind, *Probabilistic evaluation of safety factors*, I.A.B.S.E. Symposium on concepts of safety and methods of design, London, 1969.
- [8] C. A. CORNELL, *Structural safety specifications based on second-moment reliability analysis*, I.A.B.S.E. Symposium on concepts of safety and methods of design, London, 1969.
- [9] A. H. S. ANG - M. AMIN, *Safety factors and probability in structural design*, Journal of the Structural Division, Proceedings A.S.C.E. july 1969.
- [10] F. LEVI, *Saggio sull'applicazione dei moderni principi di sicurezza in campo geotecnico*, Atti e Rassegna Tecnica della Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino, 1971 (qui pubblicato a pag. 219).
- [11] M. JAMIOLKOWSKI, *Calcolo dei pali di fondazione nei terreni coesivi*, 1° ciclo di conferenze dedicato ai problemi d'ingegneria delle fondazioni, Istituto di Scienza delle Costruzioni del Politecnico di Torino, 1970.
- [12] J. L. KERISEL, *Vertical and horizontal bearing capacity of deep foundations in clay*, Duke University, 1965.
- [13] G. G. MEYERHOF, *The ultimate bearing capacity of foundations*, Geotechnique n. 2, 1951.
- [14] B. HANSEN, *A revised and extended formula for bearing capacity*, D.G.I. Bull. n. 28, 1970.

# Dimensionamento di pali soggetti a forze assiali in terreni non coesivi<sup>(1)</sup>

GIANFELICE GATTI<sup>(2)</sup> *esamina i problemi della progettazione dei pali di fondazione nei terreni non coesivi, e discute criticamente la letteratura in argomento.*

Il calcolo della capacità portante dei pali nei terreni sabbiosi è ancor oggi uno degli argomenti aperti della geotecnica.

Nonostante le innumerevoli prove di carico eseguite e nonostante la mole non indifferente di studi sull'argomento, il meccanismo secondo cui avviene la trasmissione al terreno del carico applicato sulla testa di un palo, non è ancora completamente chiarito ed il problema teorico del calcolo della capacità portante non ancora risolto in maniera del tutto soddisfacente.

Una soluzione rigorosa è forse impossibile.

Ciò dipende dal grande numero di variabili, non sempre esplicitabili, che intervengono nel fenomeno: caratteristiche del terreno che possono cambiare sensibilmente da punto a punto sia planimetricamente che in profondità, stato di sforzo e deformazione del terreno prima e dopo l'esecuzione del palo; caratteristiche geometriche del palo e soprattutto, tipo di palo e sue modalità esecutive. Quest'ultimo parametro è addirittura discriminante: pertanto in seguito daremo indicazioni di calcolo diverse a seconda che si tratti di pali infissi o trivellati.

A causa della vasta gamma di fattori che intervengono nella pratica applicativa, stabilire regole per la progettazione dei pali implica schematizzazioni e semplificazioni: le norme che ne conseguono devono essere usate quindi con estrema attenzione e discernimento.

In questo ambito raffinatezze teoriche o tentativi di calcolo per mezzo della teoria della elasticità [33a-33b] appaiono non completamente pertinenti.

## PREMESSA

Sia dato un palo di caratteristiche geometriche note, spinto alla profondità nota  $L$  in un mezzo semidefinito di proprietà conosciute.

L'applicazione di un carico statico alla sommità del palo provoca una deformazione del palo stesso e del terreno circostante con conseguente abbassamento della testa.

Ci si chiede:

a) qual è il cedimento della testa del palo in corrispondenza ad un carico ammissibile di lavoro  $Q_a$ ;

b) qual è il valore del carico limite  $Q_{lim}$  che il palo può sopportare.

<sup>(1)</sup> Questo studio è stato presentato nel primo ciclo delle « Conferenze annuali su problemi geotecnici » organizzato dall'Istituto di Scienza delle Costruzioni del Politecnico di Torino, dedicato al « Dimensionamento dei pali di fondazione » nell'ottobre 1970.

<sup>(2)</sup> Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni del Politecnico di Milano.

Il calcolo del cedimento può essere eseguito con uno dei metodi teorico-sperimentali indicati nella letteratura e basati sulla teoria dell'elasticità, e su prove di laboratorio o « in situ », per quanto riguarda la determinazione dei moduli di deformabilità.

Il carico limite è condizionato dalla resistenza a compressione del materiale di cui è costituito il palo e dalla capacità portante del terreno circostante.

La capacità portante del terreno può essere calcolata con:

- 1) Formule dinamiche.
- 2) Formule statiche.
- 3) Prove penetrometriche statiche.
- 4) Prove di carico.

Prima di analizzare i metodi di calcolo della capacità portante diamo una definizione di terreno non coesivo.

Dal punto di vista granulometrico sono non coesivi gli agglomerati formati da granuli aventi dimensioni superiori a 0,06 mm. Distinguiamo: la sabbia fino a 2 mm; la ghiaia fino a 2 cm; i ciottoli.

Da un punto di vista meccanico ideale si definiscono non coesivi (incoerenti) gli aggregati di granuli discreti, solidi, senza coesione che posseggono un mutuo, o interno, attrito.

L'angolo di attrito caratterizza i terreni in esame che non presentano resistenza a trazione, ma solo a compressione ed a taglio.

La resistenza al taglio è espressa da:

$$\tau_f = \sigma' \operatorname{tg} \varphi = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi \quad (1)$$

dove:  $\sigma'$  individua la pressione effettiva fra i grani e  $u$  la pressione dell'acqua eventualmente contenuta nei pori.

I terreni non coesivi sono sufficientemente permeabili perché si possa ritenere che una variazione dello stato di sforzo applicato si traduca in una immediata variazione degli sforzi efficaci.

In pratica si considerano ancora non coesivi i terreni con percentuale in peso del 10-15% di particelle aventi diametro inferiore a 0,06 mm purchè tale frazione abbia un indice di plasticità minore di 10.

## 1. FORMULE DINAMICHE

Per i pali infissi si è cercato, da oltre un secolo, di stabilire una formula dinamica che potesse for-

nire il valore della portata di un palo in base alla sua resistenza all'affondamento.

Alcune formule sono relativamente semplici, altre più complesse; tutte si basano sull'equazione dell'energia relativa all'urto tra maglio e palo.

Se sotto il colpo del maglio, di peso  $W$ , caduto dall'altezza  $H$ , il palo affonda della quantità  $s$ , il lavoro compiuto dalla resistenza all'affondamento  $Q$ , è  $Q \cdot s$ ; sarà:

$$WH = Q \cdot s + L_p \quad (2)$$

dove  $L_p$  rappresenta il lavoro perduto: nell'urto tra maglio e palo; nella deformazione elastica del palo, della cuffia di protezione e del terreno; in attriti vari ed altre cause.

I tentativi di risoluzione dell'equazione (2) sono stati molteplici. I risultati vanno sotto il nome di formule dinamiche di portata dei pali.

Si conoscono decine di tali formule dinamiche, aventi espressioni più o meno complicate. In genere le formule più complicate non presentano vantaggi rispetto a quelle più semplici; la validità di queste formule va giudicata solo in base alla loro corrispondenza con i risultati delle prove di carico.

Per il calcolo di  $Q_{lim}$ , resistenza limite all'affondamento, di cui una frazione  $Q_a$  si assume come carico ammissibile di lavoro, riportiamo solo quattro formule: le prime due per la loro grande diffusione ed il successo, spesso ingiustificato, goduto negli scorsi anni; le altre per la loro buona rispondenza:

#### 1-1. FORMULA DI BRUX:

$$Q_{lim} = \frac{WH}{s} \cdot \frac{4r}{1+r} \quad Q_a = Q_{lim} / (6 \div 8) \quad (3)$$

dove oltre ai simboli già definiti:  $r = W_p / W$ ;  $W_p =$  peso del palo.

#### 1-2. FORMULA DELLA ENGINEERING NEWS RECORD:

$$Q_{lim} = \frac{WH}{s+c} \quad Q_a = Q_{lim} / 6 \quad (4)$$

$c = 2,5$  cm per magli a caduta libera;  $c = 0,25$  cm per magli a vapore.

#### 1-3. FORMULA DANESE:

$$Q_{lim} = \frac{WH}{s + s_e/2} \quad Q_a = Q_{lim} / 3 \quad (5)$$

$$s_e = \sqrt{\frac{2WH \cdot L}{E \cdot A}}$$

$L =$  lunghezza palo;  $E =$  modulo elastico palo;  $A =$  sezione palo.

#### 1-4. FORMULA DI JANBU (19):

$$Q_{lim} = \frac{W \cdot H}{K_u \cdot s} \quad K_u = C_d \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{1}{2} \frac{s_e^2}{C_d \cdot s^2}} \right]$$

$$Q_a = Q_{lim} / 3 \quad C_d = 0,75 + 0,15 W_p / W \quad (6)$$

I valori di  $K_u$  si possono ricavare dal grafico riportato in figura 1.

Mentre per le formule (3) e (4) si è riscontrato che il 2% dei valori di prova possono essere inferiori a  $0,85 Q_a$  o superiori a  $30 Q_a$ , con le formule (5) e (6) si sono avuti carichi di prova compresi tra  $1,75$  e  $4,4 Q_a$ .

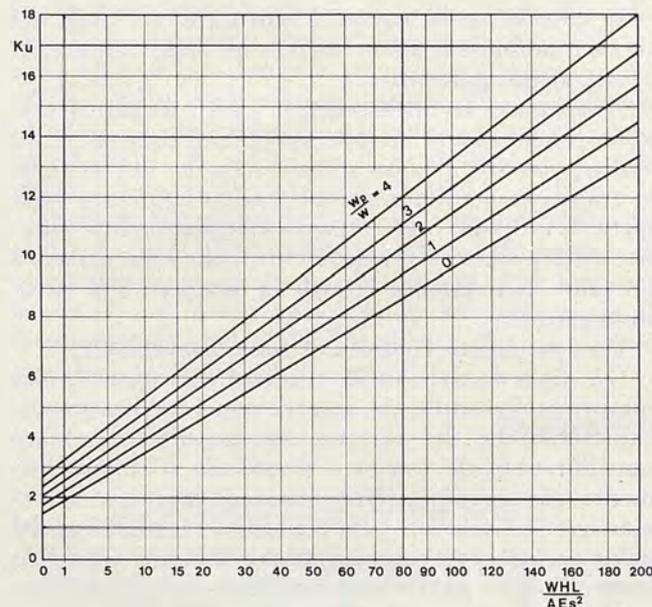


Figura 1

In terreni non coesivi, quindi si possono applicare le formule dinamiche (5) e (6). I coefficienti che entrano nelle formule dipendono comunque dalle condizioni del terreno, dal tipo e diametro del palo, dall'attrezzatura di infissione e dall'operatore.

È comunque consigliabile (naturalmente in lavori importanti) eseguire prove di carico al fine di tarare la formula usata ritoccandone eventualmente i coefficienti.

## 2. FORMULE STATICHE

Le formule statiche si basano sui principi della meccanica del terreno. Sono, rispetto a quelle dinamiche, più recenti ed hanno il vantaggio di seguire più razionalmente il reale comportamento dell'insieme palo-terreno, di essere applicabili in qualsiasi tipo di suolo e adattabili ad ogni tipo di palo. Nelle formule statiche il carico limite è convenzionalmente separato in due componenti: portata laterale  $Q_s$ ; portata di punta (o di base)  $Q_p$ .

Ai fini del calcolo si suppone che  $Q_s$  e  $Q_p$  si possano determinare separatamente e che le due componenti non si influenzino a vicenda: in effetti secondo i risultati di prove dovute a Cambefort (1953), Kezdi (1957), Stuart, Hanna e Naylor (1960), esiste una interdipendenza, peraltro piuttosto modesta, per cui l'ipotesi comunemente usata si può ritenere senz'altro accettabile. Si pone pertanto:

$$Q_{lim} = Q_p + Q_s = q A_p + f A_s \quad (7)$$

dove  $A_p$  e  $A_s$  sono rispettivamente l'area della punta e della superficie laterale e  $q$  ed  $f$  la portata unitaria di punta e la resistenza unitaria laterale.

I valori di  $q$  ed  $f$  dipendono essenzialmente dalle caratteristiche di resistenza e di deformabilità del terreno, dal tipo di palo e dalle sue modalità esecutive.

Le caratteristiche di resistenza del terreno incoerente sono strettamente legate all'angolo di attrito.

Una prima difficoltà che si incontra nel calcolo della capacità portante dei pali per mezzo delle formule statiche è la determinazione dell'angolo di attrito del terreno in cui verrà eseguito il palo.

L'angolo di attrito dipende da forma e dimensione dei grani, dall'assortimento granulometrico e, soprattutto, dalla densità relativa del deposito incoerente.

Valori indicativi sono i seguenti di Terzaghi e Peck [42].

	Sciolta	Densa
	$\varphi$	$\varphi$
Sabbia uniforme - granuli tondeggianti . . . . .	27,5°	34°
Sabbia assortita - granuli a spigoli vivi . . . . .	33°	45°
Ghiaia . . . . .	35°	50°

La determinazione dell'angolo di attrito in laboratorio si esegue per mezzo di prove triassiali su provini ricavati da campioni di terreno in esame portati alla stessa densità relativa del terreno in posto.

Ammesso che sia possibile determinare con sufficiente precisione la compattezza del terreno alle diverse profondità, i provini confezionati in laboratorio difficilmente possono presentare le stesse caratteristiche di resistenza del terreno naturale: sia per le difficoltà di riprodurre lo stesso grado di compattezza e le stesse modalità di addensamento, sia perchè il terreno campionato è tutt'altro che quello « in situ ». Il campionamento, anche se eseguito con le più evolute tecniche di prelievo, modifica sensibilmente il terreno incoerente alterandone lo stato di coazione, il contenuto di acqua, la struttura, apportando miscele e segregazioni dei costituenti e distruggendo le impronte che carichi e vicende geologiche hanno impresso nel suolo.

Si preferisce pertanto determinare  $\varphi$  per via indiretta e precisamente con prove penetrometriche dinamiche o statiche. Sono state proposte diverse correlazioni [23, 35, 28c, 35] tra angolo di attrito e resistenza alla punta del penetrometro sia dinamica  $N$  (vedi figura 2) che statica  $R_p$  (vedi figura 3). La più attendibile sembra quella proposta da Peck-Hanson e Thornburn che dà  $\varphi$  in funzione del numero di colpi  $N$  necessari per affondare di un piede la punta del penetrometro dinamico.

La correlazione attraverso prove statiche — di cui quella di L'Herminier sembra più rispondente — è meno collaudata ed in genere è più sensibile ad errori in quanto la resistenza del penetrometro statico può essere influenzata in modo notevole dalla granulometria del terreno attraversato.

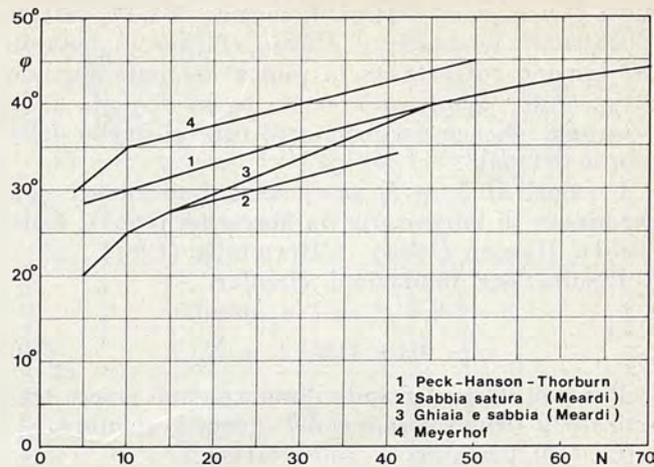


Figura 2

Meyerhof ha tentato di tradurre i valori della resistenza statica alla punta in valori di  $N$  proponendo la seguente relazione:

$$N = R_p / C \quad (8)$$

con  $C = 4$ . Successive indagini hanno però mostrato che  $C$  può variare almeno tra 3 e 12.

A parità di terreno, la capacità portante di un palo può essere sensibilmente diversa a seconda del tipo di palo e delle sue modalità esecutive.

Nel calcolo faremo perciò una netta distinzione tra pali infissi e pali trivellati.

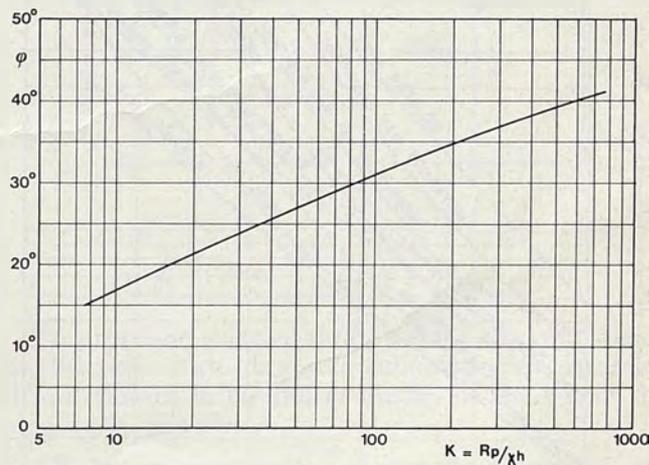


Figura 3

## 2-1. PALI INFISSI

Durante l'infissione del palo si ha uno spostamento laterale del terreno circostante con conseguente aumento della densità relativa. Se  $D$  è il diametro del palo, la zona influenzata si estende per una larghezza pari a  $7 \div 12 D$  e per una profondità al disotto della punta del palo, da  $3$  a  $5 D$ . L'aumento di densità relativa è più sensibile nei terreni sciolti e la zona di influenza più estesa nei terreni sciolti che nei terreni densi.

### 2-1-1. Calcolo della resistenza di punta $Q_p = q \cdot A_p$ .

Esistono diverse soluzioni per la determinazione di  $q$ . Tutte le soluzioni sono rappresentate nella ben nota forma:

$$q = \xi_\gamma \gamma DN_\gamma + \xi_q q_f N_q \quad (9)$$

dove  $\xi_\gamma$  e  $\xi_q$  sono fattori di forma;  $N_\gamma$ ,  $N_q$  fattori di capacità portante,  $\gamma$  il peso efficace di volume del terreno sottostante la punta del palo (uguale al peso di volume sommerso, se in acqua),  $q_f$  la pressione efficace verticale a rottura al livello della punta del palo.

I valori di  $\xi_\gamma$  e  $\xi_q$  sono stati determinati con esperienze di laboratorio da Meyerhof (1961), Fedá (1961), Hansen (1961), L'Herminier (1961).

Risulta per fondazioni circolari

$$\xi_\gamma = 0,3 \quad \xi_q = 1 \quad \text{e quindi:} \quad q = 0,3 \gamma DN_\gamma + q_f N_q \quad (10)$$

Per pali di non grande diametro può essere trascurato il primo termine del secondo membro.

La (10) pertanto si può scrivere:

$$q = q_f N_q \quad (10 \text{ bis})$$

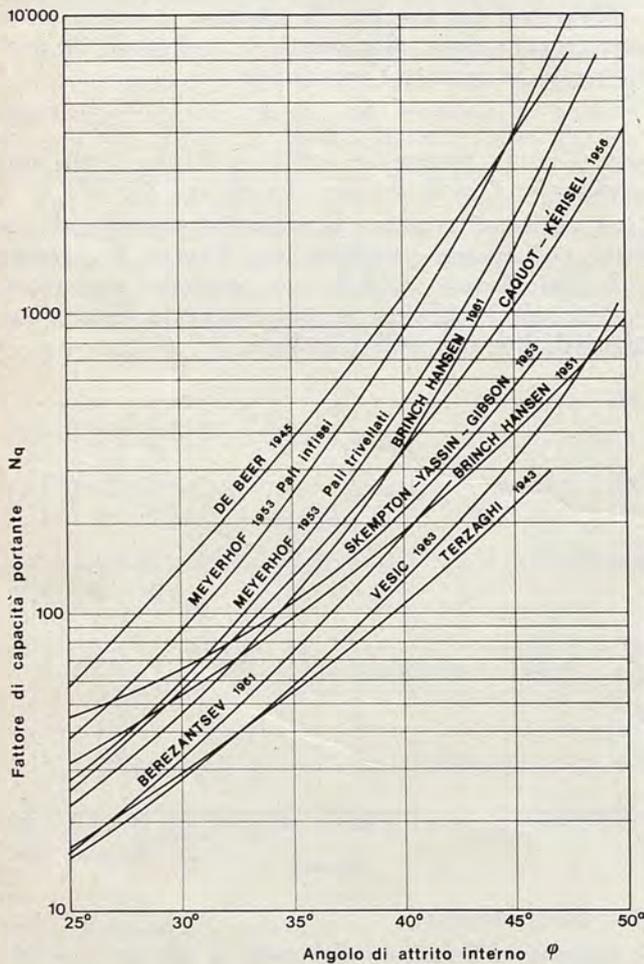


Figura 4

I valori di  $N_q$  sono stati calcolati con la teoria della plasticità o in base a considerazioni semiempiriche.

I risultati sono in genere differenti, spesso in modo sensibile, a seconda del tipo di superficie di rottura assunta [3, 4, 6, 7, 9, 10a, 10b, 28a, 28b, 34, 36, 38] (vedi figura 4). Le superfici di rottura più usate sono riportate in figura 5.

I dati più rispondenti di  $N_q$ , per superfici di rottura del primo tipo, sono forniti da Terzaghi (1943), da Caquot (1934), Brinch-Hansen (1951), Caquot-Kérisel (1956) (vedi figura 6);

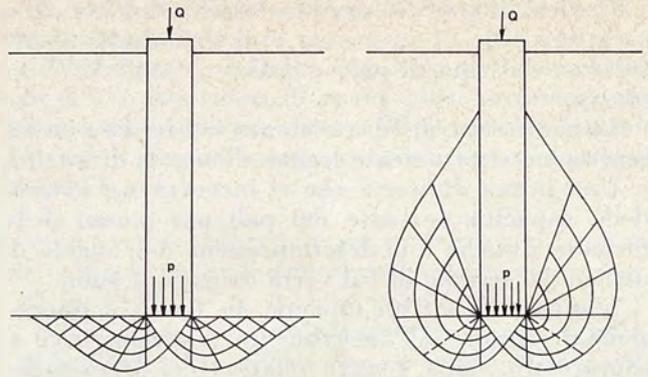


Figura 5

Per superfici del secondo tipo da Caquot-Kérisel (1966) (vedi figura 7).

Il valore di  $q_f$  viene in genere assunto pari a  $\gamma L$  ( $\gamma$  media ponderale del peso di volume efficace dei terreni sovrastante la punta del palo) mentre  $N_q$  si ritiene funzione del solo angolo di attrito della sabbia; dalla equazione  $q = q_f N_q$  consegue che la portata di punta dei pali è indipendente dal diametro ed aumenta linearmente con la profondità.

Recenti esperienze (Kérisel 1964, Vesic 1964) su modelli in vera grandezza e su pali « in situ » hanno mostrato che in terreni omogenei la resistenza alla punta è proporzionale alla profondità solo negli strati superficiali (vedi figura 8).

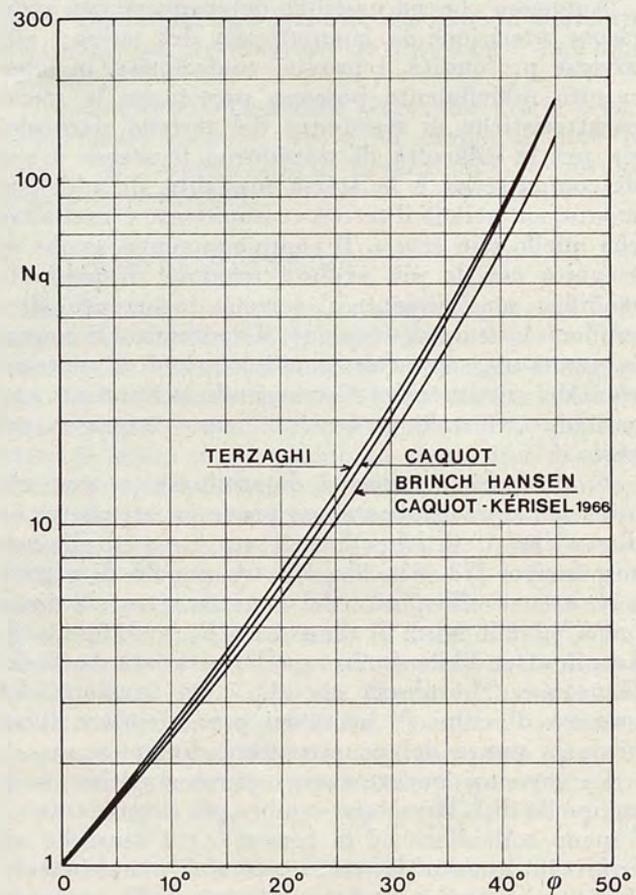


Figura 6

Aumentando la profondità, per penetrazioni superiori a  $15 \div 25 D$ , la resistenza raggiunge asintoticamente un valore quasi costante <sup>(1)</sup>.

Questi risultati sperimentali implicano l'instaurarsi attorno alla punta del palo, di uno stato di sforzo sensibilmente diverso da quello preesistente alla costruzione del palo.

Il fenomeno viene spiegato con lo svilupparsi di un effetto di arco nella sabbia sovrastante la punta del palo.

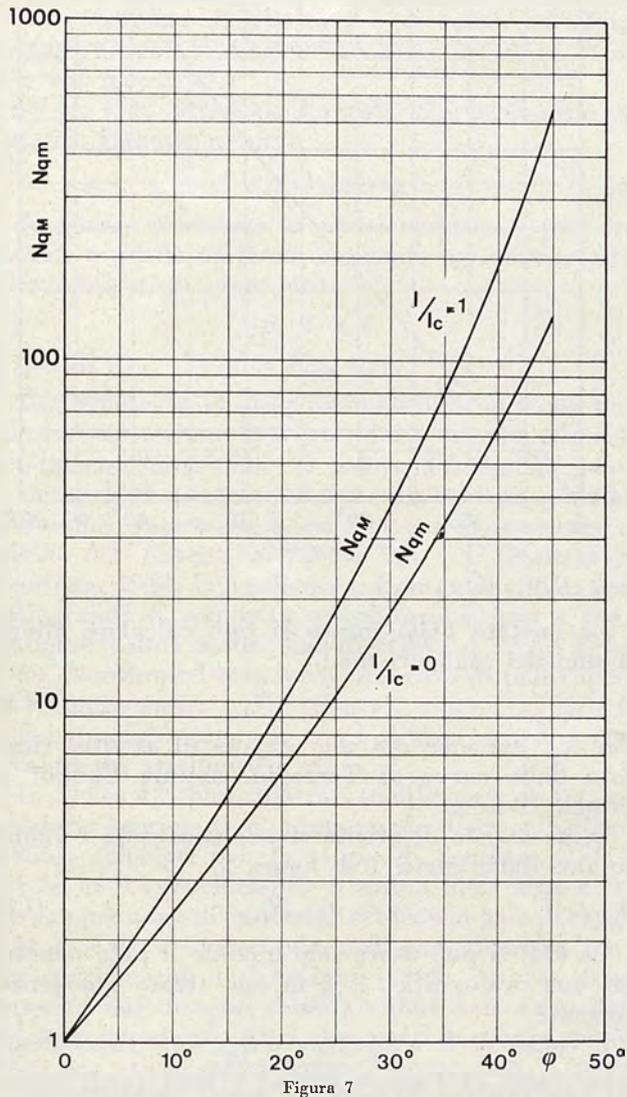


Figura 7

Si ritiene che gli sforzi del terreno attorno al palo si possano ricondurre a quelli osservati nei silos o, più generalmente, nelle masse di terreno al disopra di superfici orizzontali subsidenti.

Il problema della distribuzione degli sforzi attorno alla punta del palo non è ancora stato risolto in via teorica. Un tentativo è stato fatto da Berezantzev ed Altri [3] (vedi figura 9). Il sovraccarico medio  $q_f$  è assunto uguale al peso del volume del terreno  $abcd - a_1b_1c_1d_1$  diminuito dell'attrito  $F$  sulla superficie laterale di questo volume.

<sup>(1)</sup> Per sabbie molto dense la resistenza unitaria sembra dipendere anche dal diametro, diminuendo proporzionalmente a  $1/D$ . Diminuzioni di resistenza unitaria con l'aumentare di  $D$  non sono state invece riscontrate per le sabbie medie e sciolte [20a].

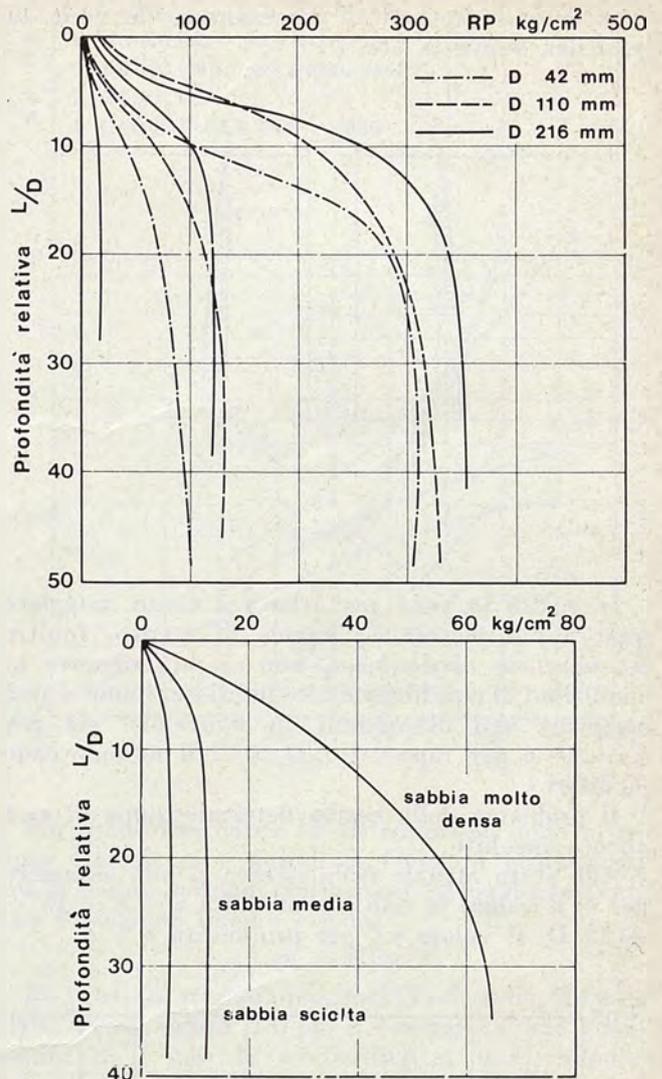


Figura 8

$$F = 2\pi r \cdot \int_0^L p_h \operatorname{tg} \varphi dz.$$

La pressione orizzontale  $p_h$  è stata ricavata dalla analisi dello stato di sforzo sulla superficie laterale di un cilindro in equilibrio limite, in condizioni di simmetria radiale.

Gli Autori esprimono  $q_f$  e  $q$  nella forma:

$$q_f = \bar{\gamma} L \alpha \quad (11)$$

e

$$q = \bar{\gamma} L \alpha B_K \quad (12)$$

dove  $\alpha$  è funzione del rapporto  $L/D$  e di  $\varphi$ ;  $B_K$  è funzione di  $\varphi$ .

$N_q = \alpha B_K$  risulta così variabile non solo in funzione di  $\varphi$  ma anche della profondità e del diametro.

Sono dati valori di  $\alpha$  per angoli di attrito variabili da  $26^\circ$  a  $40^\circ$  e per valori di  $L/D$  da 5 a 25, nel caso che l'angolo di attrito del terreno sottostante la punta sia lo stesso del terreno sovrastante.

In questo campo di variabilità i risultati si possono ritenere accettabili dal punto di vista applicativo. Non altrettanto validi sono sotto il profilo teorico, in quanto le ipotesi non concordano con la realtà.



Le principali variabili che intervengono nel problema sono: l'angolo di attrito e peso efficace del terreno; l'angolo di attrito  $\delta$  terra-palo; le caratteristiche geometriche del palo: lunghezza  $L$ , circonferenza  $C$ , conicità, volume  $V$  per unità di lunghezza, modalità costruttive.

Più grande è il volume del palo, più grande è la compattazione del terreno nelle immediate vicinanze del palo stesso.

Ne consegue un aumento di  $\varphi$  nel terreno circostante ed un aumento di  $\delta$ .

La resistenza di attrito  $f$  è di solito calcolata in accordo con il diagramma della pressione laterale sul palo.

Se  $p_h$  è la pressione laterale alla profondità  $z$ , l'attrito laterale risulta

$$f = p_h \cdot \operatorname{tg} \delta.$$

In genere si assume la pressione laterale proporzionale a quella verticale  $p_v$  agente nel terreno alla profondità  $z$ . Si pone cioè:

$$p_h = K p_v$$

e quindi  $f = K p_v \operatorname{tg} \delta.$

Il coefficiente di proporzionalità  $K$  dipende dal volume del terreno spostato, dalla densità relativa del terreno circostante al palo e dal tipo di palo.

Per pali di piccolo volume (ad esempio pali in acciaio) il valore di  $K$  sembra essere prossimo a quello del terreno a riposo  $0,5 \div 1$  (Mansur e Kaufman 1948, D'Apollonia e Romualdi 1963); per pali grandi  $K$  aumenta sensibilmente fino a raggiungere valori molto elevati (Ireland 1957, Feda 1963, Nordlund 1963) specie nel caso di pali conici in terreni densi.

Esistono discordanze tra i diversi autori circa i valori da attribuire a  $K$ .

In figura 12 sono riportati (nell'ipotesi di  $\delta = \varphi$ ) i valori: teorici di  $K$  proposti da Caquot-Kérisel (1956); calcolati con la teoria di Schultze (1953) per  $K_0 = 0,5$  (coefficiente di spinta delle terre a riposo) e per zone di influenza attorno al palo di raggi  $3D$  e  $4D$ ; i valori desunti con ricerche teorico-sperimentali da Nordlund (1963). Appare chiaramente dal disegno come i valori non siano per niente concordanti. Altri ricercatori in sabbie medie e fini per pali in calcestruzzo (Mohan, Jain, Kumar 1963) hanno misurato valori di  $K$  variabili con la profondità da 4,5 a 1,3.

Coyle e Sulaiman in sabbie fini e pali in acciaio hanno misurato valori da 2 a 0,5.

Ireland (1957) con pali in calcestruzzo ha ottenuto valori prossimi a quelli della spinta passiva su superfici piane.

I dati sperimentali sono peraltro pochi e, come si è visto, discordanti. La determinazione di  $K$  va quindi lasciata alla esperienza del singolo progettista il quale potrà affinarne il valore sulla scorta di sempre più numerosi confronti con i risultati di cantiere.

Per pali in calcestruzzo si ritiene di poter consigliare, a titolo orientativo, valori variabili da 1 a 4 per pali cilindrici, da 1,25 a 5 per pali tronco-conici (conicità 1,5%), a seconda che si abbiano terreni sciolti o molto densi.

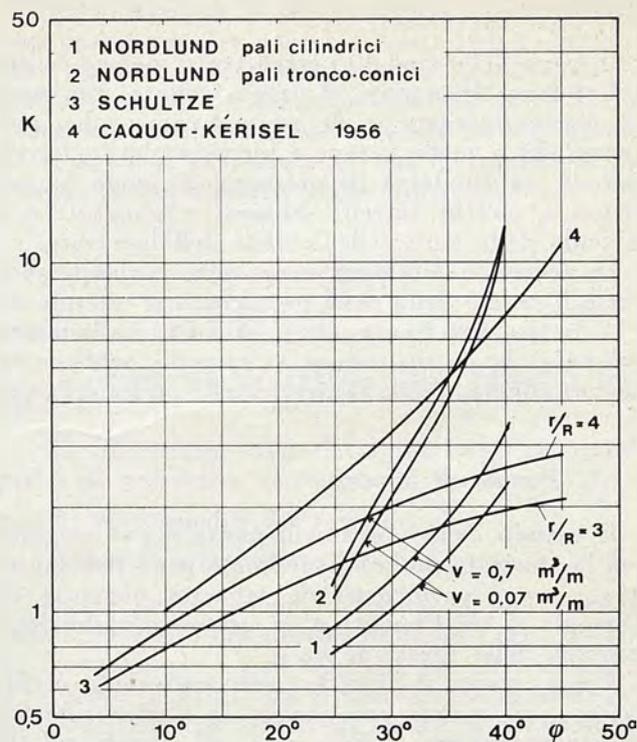


Figura 12

Per quanto riguarda la distribuzione della pressione laterale  $p_h$  e quindi di  $f$  con la profondità, non si hanno opinioni concordanti. Alcuni adottano una variazione lineare e cioè:

$$p_h = K \gamma z$$

Da prove su terreni omogenei (Vesic 1964, Kérisel 1964) (vedi figura 13) si è constatato che l'aumento di  $f$  con la profondità si può ritenere lineare solo per un tratto superficiale di spessore variabile da  $10D$  a  $30D$  a seconda che il palo venga infisso in sabbie rispettivamente sciolte o dense.

Oltre tale profondità il valore di  $f$  si mantiene pressoché costante o tende a diminuire verso un valore asintotico. Si può assumere per la pressione laterale una distribuzione analoga a quella proposta per il calcolo di  $q_f$ .

Per  $\delta$  si possono usare, in base alle esperienze di Potyondy, (1961) i seguenti valori:

$$\delta/\varphi = 0,75, \text{ pali infissi prefabbricati;}$$

$$\delta/\varphi = 0,9 \div 1, \text{ pali gettati in opera.}$$

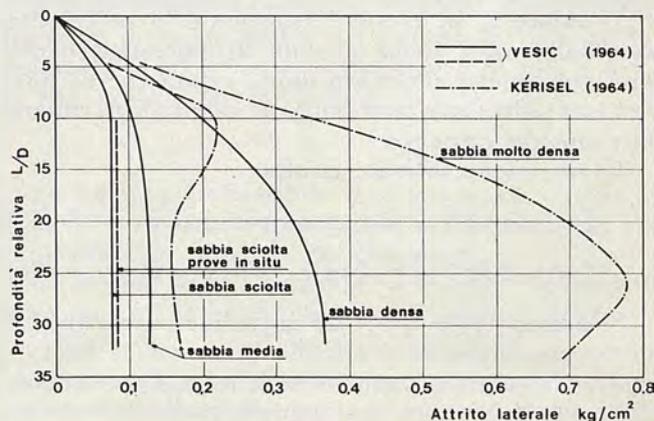


Figura 13

## 2-2. PALI TRIVELLATI

A causa delle modalità esecutive si viene a creare nel terreno circostante al palo trivellato, una zona di decompressione e di perturbazione che può essere più o meno estesa a seconda che la trivellazione sia condotta in presenza di fango bentonitico o no; in terreni sabbiosi o ghiaiosi; e a seconda della cura e dell'abilità dell'operatore.

In relazione all'importanza delle variabili suddette il raggio della zona perturbata si estende da  $2 \div 3$  diametri fino a oltre 10 volte il diametro del palo; la perturbazione si estende, sebbene in misura minore, anche al disotto della punta del palo.

### 2-2-1. Portata di punta.

Il calcolo della portata di punta si può eseguire con la stessa formula (13) indicata per i pali infissi (cioè, con i coefficienti di capacità portante di Terzaghi o di Caquot) e la stessa distribuzione trapezia della pressione  $q_f$ .

Per  $\varphi$ , stante il disturbo provocato dalla perforazione, si assume un angolo di attrito ridotto; sperimentalmente validi sono gli angoli ridotti proposti da Meardi rispettivamente per sabbia e ghiaia riportati in figura 2.

### 2-2-2. Portata laterale.

Le difficoltà di assegnare un valore attendibile alla interazione tra terreno e palo trivellato dipendono non solo dalle alterazioni che si vengono a creare nella fase di scavo del terreno, ma anche dalla redistribuzione dello stato di sforzo e di deformazione che si viene ad instaurare nella successiva fase di getto del calcestruzzo.

Lo studio delle condizioni di equilibrio attorno alla superficie laterale del palo è reso più complesso dallo svilupparsi di « effetti d'arco ».

I tentativi teorici di esplicitare questi effetti non hanno portato a tutt'oggi a risultati rigorosi. Il valore di  $p_h$  viene quindi fissato soprattutto in base a criteri sperimentali. Per la determinazione di  $f = p_h \operatorname{tg} \delta$  si seguono normalmente due criteri:

a) Criterio di Mayer secondo il quale la pressione mutua  $p_h$  tra palo e terreno è data dalla pressione del calcestruzzo fluido nella fase di getto.

Il valore di  $p_h$  cresce linearmente in profondità con l'altezza  $Z$  della colonna di calcestruzzo che può mantenersi allo stato fluido prima che ne inizi la presa; oltre tale profondità il valore di  $p_h$  rimane ovviamente costante.

La pressione laterale risulta:

$$f = \gamma_c z \operatorname{tg} \delta = \gamma_c z \operatorname{tg} \varphi \quad \text{per } z \leq Z \quad (15)$$

$$f = \gamma_c Z \operatorname{tg} \delta = \gamma_c Z \operatorname{tg} \varphi \quad \text{per } z > Z \quad (16)$$

Si assume  $\gamma_c = 2,3 \text{ t/m}^3$  in terreni asciutti; 1,3 in terreni immersi; risultando la superficie laterale molto irregolare si pone  $\delta$  uguale ad  $\varphi$ . Come angolo di attrito del terreno  $\varphi$  si assume quello del terreno disturbato.

b) Altro criterio è quello di assumere per  $p_h$  il valore della pressione del terreno a riposo e cioè

$$p_h = \gamma z K_0 \quad \text{dove } K_0 \text{ varia da } 0,5 \div 1$$

a seconda che si tratti di terreni molto sciolti o compatti.

Per  $\varphi$ , ipotizzando che durante il getto si crei attorno al palo una redistribuzione di sforzi e quindi di deformazioni, si assume un angolo intermedio tra quelli indicati da Peck e Meardi.

## 3. PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

### 3-1. PORTATA DI PUNTA

Dall'equazione  $q = q_f N_q$  si può desumere, nell'ipotesi che  $q_f = \bar{\gamma} L$  e  $N_q$  funzione solo di  $\varphi$ , che la capacità portante sia indipendente dal diametro del palo. Pertanto diversi autori hanno ritenuto di poter calcolare direttamente la capacità portante alla punta dei pali per mezzo della resistenza alla punta  $R_p$  del penetrometro statico. Si ricava così:

$$Q_p = R_p \cdot A_p.$$

Per  $R_p$  si introduce di solito la media dei valori minimi di resistenza penetrometrica riscontrati in un intervallo pari a  $A + B$ , dove:  $A$  è  $3,75 D$  sopra la punta del palo e  $B = 1 D$  sotto detta punta (Van der Veen, 1952).

Buoni risultati sono stati ottenuti da diversi autori: Plantema 1948, Van de Veen, Huizinga 1953, Menzenbach 1961, Mohan, Jain e Kumar 1963. I dati riportati dai suddetti autori si riferiscono a pali in terreni sabbiosi, in genere per valori di  $R_p$  inferiori a  $75 \text{ kg/cm}^2$  e per pali di diametro  $D < 50 \text{ cm}$ , e di lunghezza tale per cui l'ipotesi  $q_f = \bar{\gamma} L$  fosse ancora accettabile.

Perchè si possano ritenere equivalenti la portata del penetrometro e quella del palo è comunque necessario che il palo si addentri nello strato portante per un'altezza pari all'altezza critica  $l_c$ .

Questa altezza critica si può ricavare dal diagramma di Caquot-Kérisel già citato.

Si è tentato di stabilire l'altezza critica anche sperimentalmente, per strati omogenei, con il metodo di De Beer [13a].

Se  $l_{pc}$  è l'altezza critica ricavata sperimentalmente per il penetrometro e  $n = D/d$  il rapporto tra il diametro del palo e quello del penetrometro, l'altezza critica per il palo sarà  $l_c = n l_{pc}$ . Essendo però  $l_{pc}$  piuttosto piccola, un errore di qualche centimetro nella sua determinazione può portare a valori di  $l_c$  sensibilmente diversi da quelli effettivamente necessari.

Il metodo di calcolo della capacità portante della punta dei pali in base alla resistenza penetrometrica, se può dare buoni risultati nei terreni sabbiosi adottando le limitazioni e gli accorgimenti su esposti, non deve essere applicato con altrettanta disinvoltura per terreni con granulometrie più grossolane, in quanto, come abbiamo prima detto, la resistenza alla punta del penetrometro statico può essere influenzata in maniera sensibile dalla dimensione dei granuli dei terreni attraversati.

### 3-2. PORTATA LATERALE

I tentativi di calcolare la portata laterale dei pali per mezzo della resistenza del penetrometro statico, non hanno finora sortito esito soddisfacente.

Si è cercato di ricavare la portata laterale del palo direttamente dalla resistenza laterale  $f_p$  del rivestimento del penetrometro oppure indirettamente dalla resistenza alla punta. Col primo metodo Bogdanovic (1961) ha trovato valori

$$f = 0,7 \div 1,18 f_p,$$

mentre Huizinga (1951) ha misurato, con prove a trazione, valori di resistenza laterale del palo da 1, a 4 volte maggiori di quelle corrispondenti del penetrometro.

Scarti più forti si sarebbero avuti misurando la resistenza laterale del palo con prove a compressione.

Alla base delle incertezze relative a tale determinazione sta il concetto errato che la resistenza laterale del penetrometro sia paragonabile a quella del palo. La resistenza laterale del penetrometro è influenzata dal continuo movimento della punta e del rivestimento ed è alterata dal disturbo creato dall'avanzamento della punta stessa.

Pure senza riuscita sono stati finora i tentativi di correlare  $f$  alla resistenza alla punta  $R_p$ .

Mayerhof (1965) [28c] propone un valore della resistenza di attrito:

$$f = R_p/200.$$

Mohan, Jain e Kumar (1963) hanno trovato in base a prove di carico valori:

$$f = R_p/50.$$

### 4. PROVE DI CARICO

Le prove di carico sono il mezzo più idoneo per ricavare la capacità portante. Hanno l'inconveniente di essere onerosissime e pertanto si eseguono solo per opere importanti.

Il carico ammissibile, per pali di non grande diametro, è dato da diversi regolamenti.

4-1. Secondo il Boston Building Code (1936) si può assumere come carico ammissibile la metà del valore del carico che provoca un cedimento di 1,25 cm della testa del palo.

4-2. Secondo il New York Building Code (1953) si può assumere come carico ammissibile la metà del carico limite  $Q_{lim}$  che provoca cedimento di un pollice (2,5 cm) purchè in fase di scarico il cedimento residuo sia inferiore a  $Q_a/40$  cm ( $Q_a$  in t).

4-3. Terzaghi propone che il carico ammissibile  $Q_a$  non solo non sia superiore a  $Q_{lim}/2$ , ma sia tale che il cedimento sotto il carico di 1,5  $Q_a$  non superi 0,025 cm per tonnellata di carico.

4-4. Peck-Hanson e Thornburn (1953) ritengono ammissibile un carico  $Q_a$  per il quale il cedimento non superi 0,75 pollici (circa 1,9 cm).

4-5. Nordlund [30] propone come carico limite quello oltre il quale l'incremento di carico di 1 t provoca un incremento di cedimento di 0,05 pollici (0,125 cm).

Naturalmente le regole empiriche sopra elencate non possono essere usate in modo indiscriminato; ogni regola è valida particolarmente nell'area del territorio in cui è stata promulgata e, pertanto, va usata con cautela ed eventualmente tarata, quando la si applichi in regioni in cui le condizioni del terreno possono essere molto differenti.

### 5. FATTORE DI SICUREZZA

Il fattore di sicurezza tende a coprire:

- 1) incertezze di calcolo della capacità portante limite;
- 2) incertezze sulla determinazione dei parametri di resistenza al taglio del terreno;
- 3) eterogeneità del terreno;
- 4) cedimento ammissibile.

Mentre per le prove di carico si può ritenere valido il criterio del Boston Building Code o quello di Terzaghi, per i pali calcolati con altre modalità è prudente adottare un coefficiente di sicurezza di  $2,5 \div 3$ . Con tale grado di sicurezza i cedimenti del singolo palo (a parte i pali di grande diametro) sono in genere modesti e compatibili con quelli assorbibili dalla struttura portante sovrastante.

### 6. GRUPPI DI PALI

I pali in gruppo si comportano come un'unica fondazione avente le dimensioni del parallelepipedo circoscritto alla palificata.

Se il terreno circostante la punta dei pali è costituito da terreno sabbioso di caratteristiche omogenee, la capacità portante limite  $Q_{glim}$  della palificata, se costituita da pali infissi all'interasse usualmente adottato di  $3D$ , è senz'altro maggiore di quella che si avrebbe sommando la capacità portante limite dei singoli pali costituenti la fondazione.

Anche nel caso di pali trivellati la portata della palificata non è generalmente inferiore a quella corrispondente alla somma dei singoli pali. Infatti anche se il mutuo disturbo dei pali può apportare una diminuzione della portata laterale, questa diminuzione viene abbondantemente compensata da un aumento della portata di punta <sup>(2)</sup>.

È bene comunque eseguire il calcolo diretto della capacità portante limite del gruppo di pali. Se la palificata è ad esempio rettangolare di lati  $a$  e  $b$ , la sua portata limite è data da:

$$Q_{glim} = a \cdot b \cdot q + 2f(a + b) \cdot L$$

La portata ammissibile  $Q_a$  viene posta uguale a  $Q_{glim}/3$ . La portata ammissibile della palificata va controllata in funzione dei cedimenti.

Di norma, se si assume  $Q_a = Q_{glim}/3$  i cedimenti sono ancora accettabili. Alcuni autori danno i

<sup>(2)</sup> La superficie di rottura di una palificata si sviluppa per la maggior parte nel terreno profondo non alterato dalle operazioni di trivellazione.

cedimenti della palificata in funzione del cedimento di un singolo palo [38] (vedi fig. 14) <sup>(3)</sup>. Tali correlazioni hanno peraltro valore indicativo e solo nel caso di terreni omogenei in profondità. Per palificate estese o per pali di grande diametro, è bene eseguire uno specifico calcolo dei cedimenti.

Il calcolo è senz'altro indispensabile qualora negli strati più profondi sottostanti la palificata si incontrino strati compressibili. Per il calcolo dei cedimenti si può usare uno dei metodi proposti nella letteratura geotecnica [1, 2, 7, 13b, 14, 16, 22, 26, 37, 41, 45, 46].

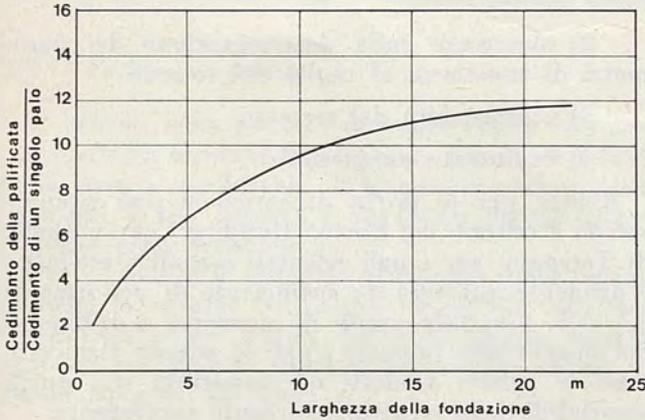


Figura 14

Accenniamo brevemente al metodo di Vesic, derivato dalla teoria di Schleicher; metodo che se non è tra i più attendibili è certo tra i più semplici.

L'espressione del cedimento medio  $\rho$  di una fondazione su semispazio indefinito elastico è data dalla equazione di Schleicher:

$$\rho = I_w \frac{q(1 - \mu^2)}{E} \sqrt{A} \quad (4)$$

I valori di  $I_w$  a seconda della forma dell'area caricata sono riportati nella seguente tabella:

Forma dell'area	$\bigcirc$	$\square$	$b$ $a$		$r = a/b$			
			1,5	2	3	5	10	100
$I_w$	0,96	0,95	0,94	0,92	0,88	0,82	0,71	0,37

Vesic pone: 
$$\frac{E}{1 - \mu^2} = \beta R_p$$

ed assegna a  $\beta$  valori variabili da 6 a 9 per pali trivellati, da 25 a 50 per pali infissi.

Per le palificate, sia con pali trivellati sia con pali infissi, si può adottare un valore di  $\beta$  variabile da 15 a 30, indipendentemente dal tipo di palo.

Gianfelice Gatti

<sup>(3)</sup> Si intende cedimento di un palo singolarmente caricato appartenente al gruppo.

<sup>(4)</sup>  $E$  modulo di deformazione del terreno;  $\mu$  coefficiente di Poisson del terreno.

[1] ALPAN, *Estimating the settlement of foundation*, « Civi Eng. and Public Works Review », Novembre, 1964.

[2] BACHELIER et PAREZ, *Contribution a l'étude de la compressibilité des sols a l'aide du pénétromètre à cone*, Proc. 6° ICSMFE, Montreal.

[3] BEREZANTZEV, KHRISTOFOROV, GOLUBKOV, *Load bearing capacity and deformation of piled foundation*, Proc. 5° ICSMFE, Parigi, 1951.

[4] BISHOP-HILL-MOTT, *The theory of indentation and hardness test*, Proc. of the Physical Society 57, 1945.

[5] BOGDANOVIC, *The use of penetration tests for determining the bearing capacity of piles*, Proc. 5° ICSMFE, Parigi, 1961.

[6] BRINCH HANSEN, *A General formula for bearing capacity*, « Bull. n. 11 », Danish Technical Institute, Copenhagen.

[7] BUISMAN A. S., *Grondmechanica*, Delft, 1940.

[8] CAMBEFORT, *La force portante des groupes de pieux*, Proc. 3° ICSMFE, 1953.

[9] CAQUOT A., *Equilibre des massifs a frottement interne*, Gauthier-Villars, Paris, 1934.

[10a] CAQUOT A., KÉRISEL J., *Traité de mécanique des sols*, Gauthier et Villars, Parigi, 1956.

[10b] CAQUOT A., KÉRISEL J., *Traité de mécanique des sols*, Gauthier et Villars, Parigi, 1966.

[11] COYLE and SULAIMAN, *Skin friction for steel piles in sand*, « Journal of SMFD-ASCE », Novembre, 1967.

[12] D'APOLLONIA and ROMUALDI, *Load transfer in end bearing steel H piles*, « Journal of SMFS-ASCE », Marzo, 1963.

[13a] DE BEER, *The scale effect in the transposition of the results of deep-sounding tests on the ultimate bearing capacity of piles and caisson foundations*, Geotechnique.

[13b] DE BEER, *Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand*, Proc. Symposium su « Bearing capacity and settlement of foundation », Duke University, 1965.

[14] EGOROV-KUZMIN-POPOV, *The observed settlement of buildings as compared with preliminary calculation*, Proc. 4° ICSMFE, Londra, 1957.

[15] FEDA J., *Research on the bearing capacity of loose soil*, 5° ICSMFE, Parigi, 1961.

[16] GATTI G., *Proposta di un nuovo metodo di calcolo dei cedimenti nei terreni non coerenti*, « Ingegneria n.2 », Febbraio, 1970.

[17] HUIZINGA T. K., *Application of the results of deep penetration test to foundation piles*, Proc. Building Research Congress, London 1, 1951.

[18] IRELAND H. O., *Pulling tests on piles in sand*, 4° ICSMFE, Londra, 1957.

[19] JANBU N., *Une analyse énergétique du battage des pieux a l'aide de paramètres sans dimension*, Annales de l'Inst. Techn. du Bât. et Travaux Publics, Marzo-Aprile, 1953.

[20a] KÉRISEL J., *Fondations profondes en milieu sableux*, 5° ICSMFE, Parigi, 1961.

[20b] KÉRISEL J., *Deep foundations basic experimental facts*, Proc. North Am. Conf. on Deep Foundations, Mexico City, 1964.

[21] KEZDI A., *Bearing capacity of piles and pile groups*, 4° ICSMFE, Londra, 1957.

[22] LAMBE W., *Stress path method*, « Journal SMFD-ASCE », Novembre 1967.

[23] L'HERMINIER R., *Remarques sur le poinçonnement continu des sables et graviers*, « Annales de l'Inst. Techn. du Bât. et Travaux Publics », Marzo-Aprile, 1953.

[24] MANSUR C. I. and KAUFMAN R. I., *Dewatering excavation, low still structure Old River-Louisiana*, « Journal SMFD-ASCE », 1958.

[25] MEARDI, *Discussion on Piled Foundations*, 5° ICSMFE, Parigi, 1961.

[26] MENARD L. et ROUSSEAU J., *L'évaluation des tassements - Tendances nouvelles*, « Sols Soils », n. 1, 1962.

[27] MENZENBACH E., *The determination of the permissible pointload of piles by means of static penetration test*, 5° ICSMFE, Parigi, 1961.

[28a] MEYERHOF G. G., *The ultimate bearing capacity of foundations*, Geotechnique, 1951.

- [28b] MEYERHOF G. G., *Recherches sur la force portante des pieux*, « Annales de l'Inst. du Bât. et des Travaux Publics », Marzo-Aprile, 1953.
- [28c] MEYERHOF G. G., *Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils*, « Journ. SMFD-ASCE », 1956.
- [29] MOHAN D., JAIN G. S., KUMAR, *Load bearing-capacity of piles*, Geotechnique, Marzo, 1963.
- [30] NORDLUND R. L., *Bearing capacity of piles in cohesionless soils*, « Journal SMFD-ASCE », maggio, 1963.
- [31] PLANTEMA G., *Result of a special loading test on a reinforced concrete pile*, 2° ICSMFE, Rotterdam, 1948.
- [32] POTYONDY J. C., *Skin friction between various soils and construction materials*, Geotechnique, Dicembre, 1961.
- [33a] POULOS H. G., *Analysis of the settlement of piled groups*, Geotechnique 18, 1968.
- [33b] POULOS H. G. and DAVIST H., *The settlement behavior of single axially-loaded piles and piers*, Geotechnique 18, 1968.
- [34] PRANDTL L., *Über die Eindringungsfestigkeit plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden*, « Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik n. 1 », 1921.
- [35] PECK - HANSON - THORNBURN, *Foundation Engineering*, John Wiley & Sons, N. York, 1953.
- [36] REISSNER H., *Zum Erddruckproblem*, Proc. 1° Int. Conf. Applied Mechanics, Delft, 1924.
- [37] SCHLEICHER F., *Zur Theorie des Baugrundes*, Der Bauingenieur 7, 1926.
- [38] SKEMPTON A. W., YASSIN A. A., GIBSON R. E., *Theorie de la force portante des pieux dans le sable*, « Annales de l'Inst. Techn. du Bât. et Travaux Public. », 1953.
- [39] STUART J. G., HANNA T. H., NAYLOR A. H., *Notes on the behaviour of model pile groups in sand*, Symposium on Piles Foundations, Stoccolma, 1960.
- [40] SCHULTZE E., *Etat actuel des méthodes d'évaluation de la force portante des pieux en Allemagne*, « Annales de l'Inst. du Bât. et Travaux Publics », Marzo-Aprile, 1953.
- [41] TERZAGHI R., *Theoretical soil mechanics*, J. Wiley and Sons, N. York, 1943.
- [42] TERZAGHI K. e PECK R. B., *Soil mechanics in eng. practice*, 2° Ed., J. Wiley and Sons, N. York, 1967.
- [43] VAN DER VEEN C., *The bearing capacity of a pile*, Proc. 3° ICSMFE, Zurigo, 1957.
- [44] VAN DER VEEN C., BOERSMA, *The bearing capacity of a pile predetermined by a cone penetration test*, Proc. 4° ICSMFE, Londra, 1957.
- [45] VARGAS, *Foundation of Tall Building on sand in Sao Paulo (Brazil)*, Proc. 5° ICSMFE, Parigi, 1961.
- [46] VESIC, *Investigations of bearing capacity of piles in sand*, Proc. North Am. Conf. on Deep Foundations, Mexico City, 1964.

## La centrale termoelettrica di Vado Ligure dell'ENEL

Notizie sintetiche presentate dal Socio Dante Buelli

La Centrale termoelettrica di Vado Ligure è ubicata nella zona periferica del concentrico a circa 600 m dal mare; il sito è stato prescelto in quanto presenta sensibili vantaggi dal punto di vista della semplicità nei collegamenti alle linee di trasmissione, posizione baricentrica rispetto alle

aree di maggior consumo di energia e facilità di approvvigionamento del combustibile.

Sulla superficie disponibile di circa 800.000 m<sup>2</sup> sono state realizzate quattro sezioni di 320 MW caduna; è inoltre prevista l'installazione di altre due unità di 600 MW. I lavori per la realizzazione

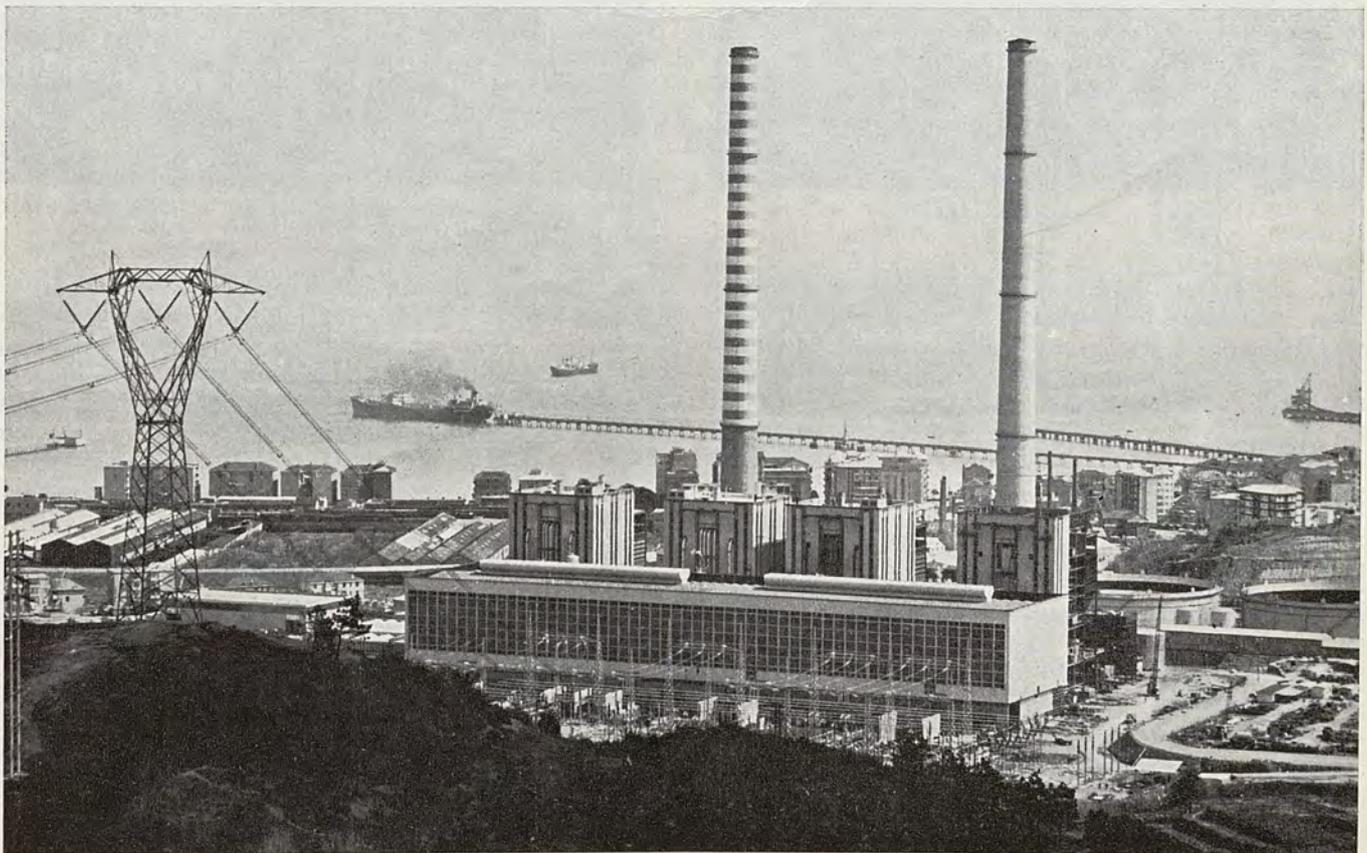


Fig. 1 - La centrale di Vado Ligure.

della centrale sono iniziati nel 1966; le prime due sezioni sono entrate in esercizio nel 1970 e le restanti due nel secondo semestre del 1971.

Le caratteristiche del macchinario principale delle quattro sezioni, sostanzialmente identiche risultano le seguenti.

Il ciclo termoelettrico adottato è del tipo a surriscaldamento, risurriscaldamento e rigenerazione; il vapore principale è ammesso in turbina alla pressione di 170 kg/cm<sup>2</sup> effettivi ed alla temperatura di 538 °C; la temperatura del vapore alla riammissione è pure di 538 °C e la pressione di 34 kg/cm<sup>2</sup>. È previsto un preriscaldamento rigenerativo dell'acqua di alimento di otto stadi con temperatura finale di 290 °C all'ingresso del generatore di vapore. Questo è attrezzato per bruciare carbone polverizzato ed olio combustibile ed è del tipo ad attraversamento forzato con camera di combustione pressurizzata. La producibilità massima di vapore è di 1050 t/h.

L'aria, prima di essere inviata nel generatore, viene riscaldata con due preriscaldatori rigenerativi del tipo Ljungstrom, a superficie di scambio rotante, dimensionati in modo da abbassare la temperatura dei fumi fino a 155 °C. Questi, prima di essere immessi nell'atmosfera, percorrono una serie di precipitatori elettrostatici aventi un rendimento del 99,5 %. La ciminiera, unica per ciascuna coppia di sezioni, si eleva per ben 200 m ed ha un diametro esterno alla base di 14,96 m ed al vertice di 8,88 m.

L'alimentazione dell'acqua alla caldaia è assi-

curata da tre pompe, azionate da motori elettrici, ciascuna prevista per una portata pari al 50 % di quella massima.

La turbina, di fabbricazione Ansaldo, è a due corpi disposti su di un solo asse, uno di alta e di media pressione ed uno di bassa pressione, a flusso contrapposto. Le palette dell'ultimo stadio di bassa pressione hanno un'altezza di 838 mm.

L'alternatore, di fabbricazione Asgen, ha una potenza di 370.000 kVA; l'eccitazione è del tipo statico a diodi controllati; il rotore ed il ferro dello statore sono raffreddati ad idrogeno, mentre nei conduttori dello statore circola acqua demineralizzata.

L'edificio della sala macchine per le quattro sezioni presenta lunghezza di 196 m, larghezza di 46 m ed altezza di 35 m.

Per ogni coppia di sezioni il macchinario è disposto simmetricamente rispetto ad un asse. Il macchinario termomeccanico principale è installato al chiuso; i gruppi turbina-alternatore ed i relativi ausiliari sono disposti all'interno della sala macchine ed i generatori di vapore sono a loro volta protetti da una pannellatura assicurata ai telai di sostegno dei generatori stessi. Ogni coppia di sezioni è dotata di una sala di manovra, ubicata in un edificio sull'asse di simmetria tra le due sezioni.

Nella stazione di trasformazione annessa alla centrale l'energia generata dalla prima unità viene elevata da 20 kV a 220 kV mediante una coppia di trasformatori di 190.000 kVA; quella delle altre

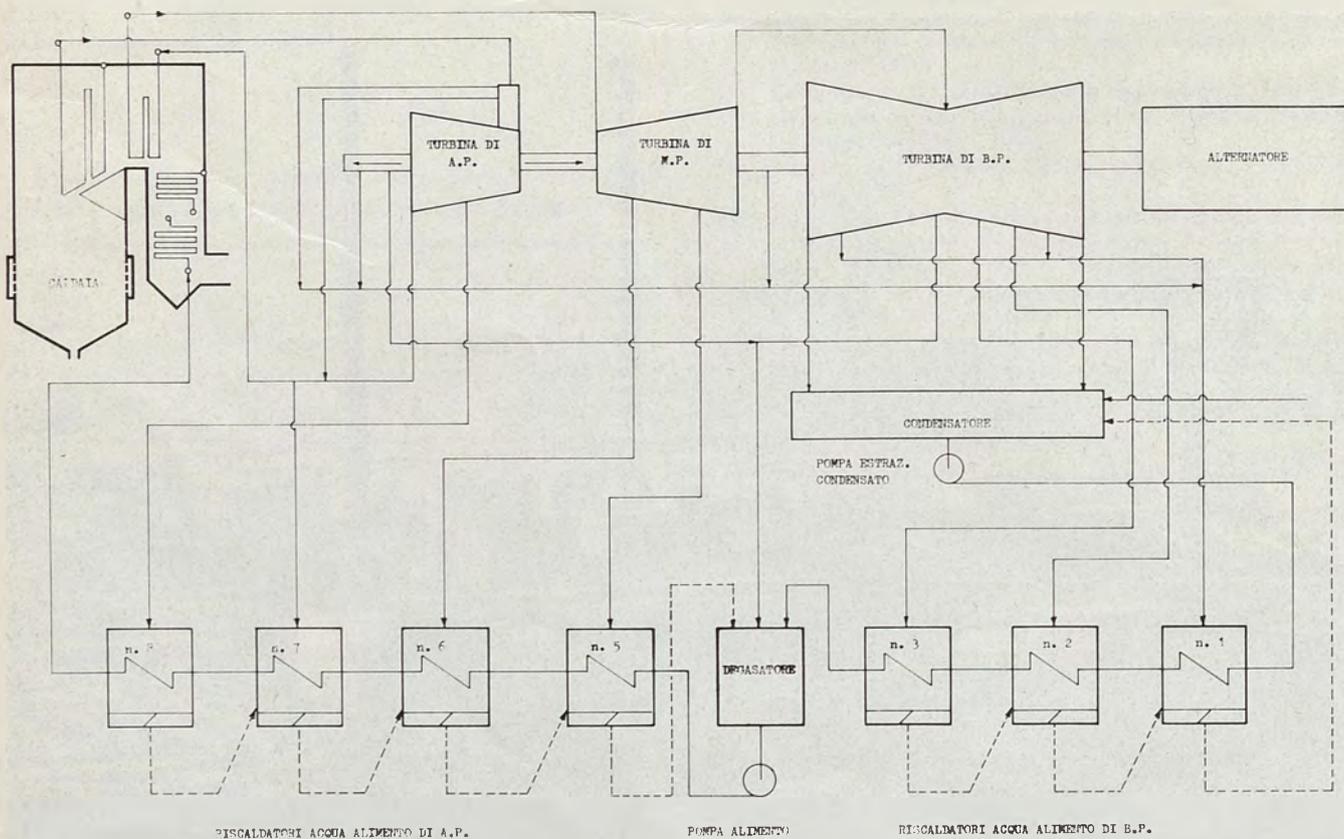


Fig. 2 - Ciclo termico di una delle quattro sezioni.

tre viene invece elevata a 380 kV mediante un unico trasformatore di 370.000 kVA. Le due sezioni a 220 kV e 380 kV sono poi collegate a mezzo di un autotrasformatore di 500 MVA.

Dalle sbarre di stazione si dipartono due elettrodotti, uno a 220 kV diretto alla stazione di Savona-Morigallo, l'altro a 380 kV diretto a quella di Casanova; è prevista la costruzione di altri due elettrodotti, uno a 220 kV diretto alla stazione di Camporosso, e l'altro a 380 kV diretto a quella di Vignole-Borbera.

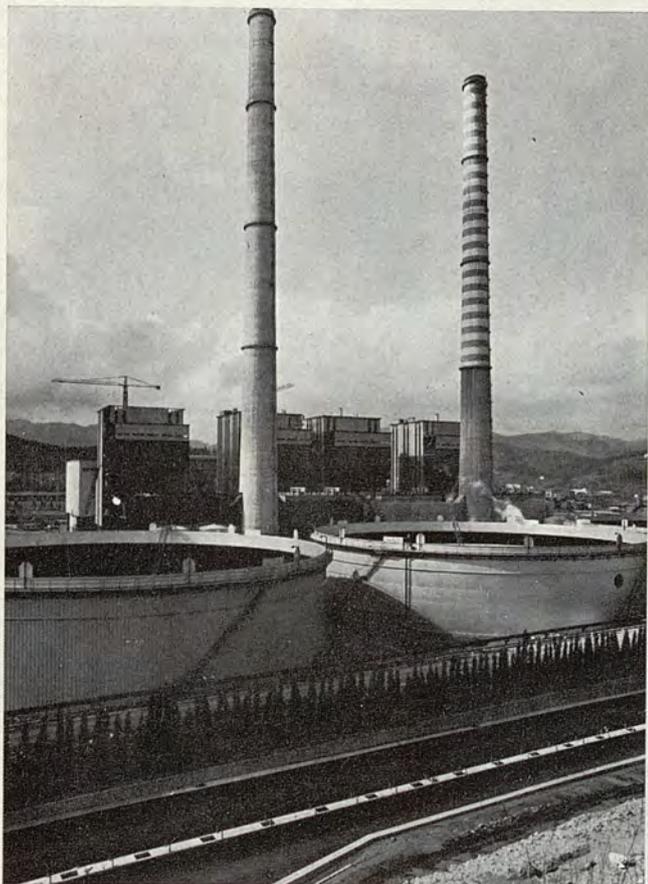


Fig. 3 - I generatori di vapore delle quattro unità, le due ciminiere di altezza 200 m e due dei quattro serbatoi di 50.000 m<sup>3</sup>.

Il vapore scaricato dalla turbina perviene ad un condensatore a superficie raffreddato con acqua di mare. Quest'ultima viene prelevata a circa 400 m dalla costa mediante quattro condotti, uno per ciascuna unità, in cemento armato, del diametro interno di 2,2 m, con portata complessiva di 40 m<sup>3</sup>/sec. La velocità dell'acqua aspirata è stata prevista in un valore molto elevato (2,7 m/sec), al fine di evitare l'attecchimento della flora e della fauna marina nel circuito. L'acqua, dopo avere attraversato il condensatore, viene restituita al mare mediante un canale che sbocca a varie centinaia di metri di distanza dal punto di prelievo. Tale distanza consente di evitare circolazione di acqua calda in corto circuito.

L'acqua demineralizzata necessaria al ciclo termico ed alla refrigerazione dello statore dell'alternatore viene prodotta in un impianto dotato di sei scambiatori a resine, che assicurano sia la filtrazione meccanica che quella chimica.

Attualmente la centrale funziona ad olio com-

bustibile; è prevista in futuro l'utilizzazione del carbone le cui attrezzature per il trasporto e l'immagazzinamento saranno installate in seguito.

Il rendimento netto teorico, di ciascuna unità, ai morsetti di uscita del trasformatore principale, viene valutato nel 40,1 %, pari a 2144 kcal/kWh, corrispondente ad un consumo di nafta di 217 grammi per kWh.

Per l'approvvigionamento del combustibile non è stato né conveniente né possibile prevedere un attracco autonomo per carboniere e petroliere, in quanto non compatibile con il Piano Regolatore del costruendo porto di Vado. L'olio combustibile viene attualmente trasportato mediante quattro oleodotti provenienti dai depositi costieri della zona appartenenti ad alcune Società petrolifere. Esso è immagazzinato in quattro serbatoi di 50.000 m<sup>3</sup> caduno, i quali assicurano una riserva per il funzionamento a pieno carico dei quattro gruppi di circa un mese.

Per l'approvvigionamento del carbone verrà invece utilizzato un pontile esistente, atto ad attraccare navi con stazza lorda sino a 45.000 t. Il trasporto è previsto mediante nastri trasportatori della lunghezza di circa 2 km. Ogni nastro avrà la portata di 1000 t/h e nel calcolo dell'impianto è

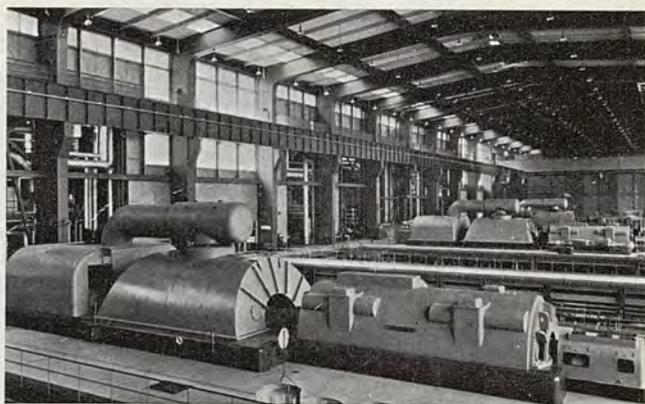


Fig. 4 - Sala macchine.

prevista la possibilità di raddoppiare questa portata. Il fabbisogno di combustibile per il funzionamento a solo carbone dovrebbe aggirarsi sulle 2400 t/giorno per singolo gruppo, pari quindi a 9600 t/giorno per l'intero impianto. L'evacuazione delle ceneri avverrà a mezzo nastri trasportatori aventi potenzialità di 1000 t/h, che porteranno le ceneri stesse su bettoline attrezzate per lo scarico in alto mare.

Per l'esercizio della centrale è stata predisposta una regolazione coordinata che considera, in funzionamento normale, generatore di vapore e turbina come un tutto unico.

La centrale è inoltre dotata di due calcolatori elettronici, di fabbricazione English Electric, uno ogni due gruppi. È interessante soffermarsi brevemente sulle caratteristiche e sul compito di questi calcolatori.

Essi sono destinati a realizzare una supervisione del funzionamento dell'impianto, immagazzinando un'elevata quantità di dati quali: tempe-

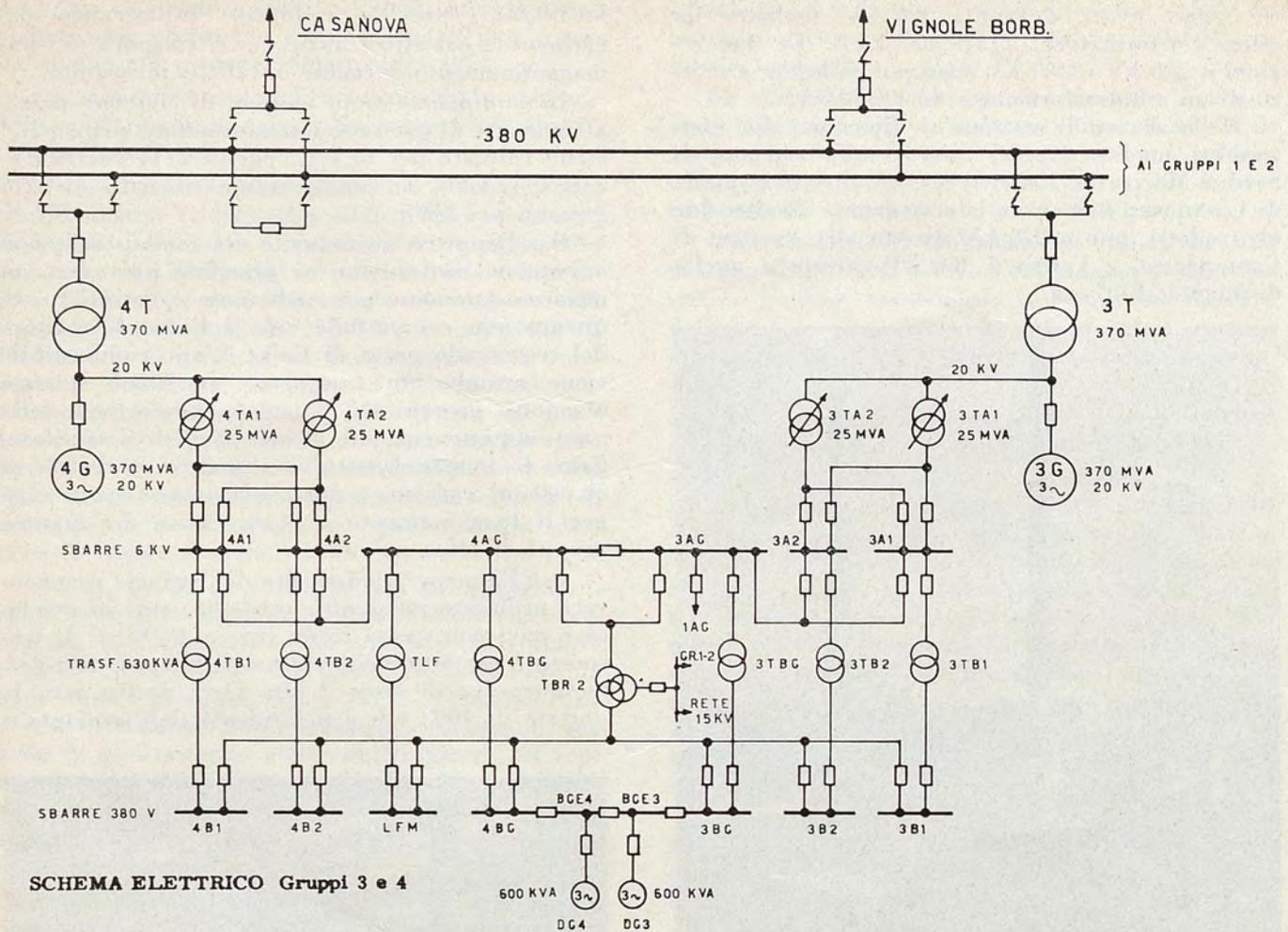


Fig. 5 - Schema elettrico dei gruppi 3 e 4.

rature dei metalli e dei fluidi del generatore di vapore, temperature dei cuscinetti del macchinario principale, temperature delle cave degli alternatori e dei motori più importanti, temperature, pressioni e caratteristiche dinamico-fisiche del ciclo, ecc. Tali dati sono poi forniti, a richiesta dell'operatore, sia come informazione registrata, sia direttamente come allarme. Al calcolatore è stato pure affidato il compito di registrare le successioni degli interventi delle protezioni e la variazione di alcune grandezze particolarmente significative, in caso di scatto di una sezione.

Il sistema è capace di accogliere fino a 600 ingressi digitali e 1500 ingressi analogici. Le uscite del calcolatore si hanno su quattro telescriventi, su due registratori a traccia continua e su di un pannello visualizzatore, sistemato sul banco di sala manovra, sul quale compaiono le scritte degli allarmi.

Nel funzionamento in questa forma, cioè come rilevatore di allarmi, il calcolatore viene affiancato al sistema di allarmi tradizionali, già esistenti. Si sfrutta inoltre la grande capacità di immagazzinamento del sistema e la possibilità di mettere per iscritto i valori misurati al fine di alleggerire la strumentazione della sala manovra, avendo in più la possibilità di aumentare, entro

larghi limiti, le misure di grandezza che si rendesse necessario controllare in un secondo tempo.

Quando non viene posta una richiesta specifica, il calcolatore fornisce ad intervalli di un'ora (su due telescriventi, una per gruppo) una serie di 100 grandezze significative, tra le quali necessarie per il calcolo del rendimento. Opportunamente programmato, l'elaboratore potrà fornire direttamente il valore del rendimento.

Sulla terza telescrivente sono registrati in successione gli allarmi rilevati dal calcolatore e le misure richieste dall'operatore.

Sulla quarta viene registrata, in occasione di blocchi, aperture di interruttori principali, perdita improvvisa di carico, la sequenza tachiperturbografica, cioè i valori delle grandezze controllate, mettendo in evidenza gli allarmi nella sequenza con cui sono comparsi, in modo da poter consentire a posteriori un esame il più chiaro possibile delle cause di disservizio.

Per il comando ed il controllo degli ausiliari e degli interruttori di macchina, lato 20 kV ed alta tensione, è stata adottata la soluzione del telecomando di tipo statico transistorizzato.

L'alimentazione del sistema è in corrente continua a 48 V (+24 V -24 V), ricavata dalle sbarre a 110 V in corrente continua tramite invertitori e raddrizzatori statici.

# IL CAMMINATORE OSSERVA

## Strada contro fiume ... ma il fiume si difende

In val Veni (Valle d'Aosta), zona della Visaille: 1966, fig. 1.1; 1971, fig. 1.2 (s strada carrozzabile; p ponte sulla Dora; t' e t'' tornanti; V punto di vista per la fig. 2).

Dal confronto risultano i lavori, eseguiti nel '69 e nel '70, di allargamento e rettifica della strada; a monte del ponte, la Dora ha successivamente alluvionato il piano ed eroso un lungo tratto in sponda destra.

Nell'autunno 1969, il muro d'ala in riva destra verso monte del ponte già da molto tempo esistente, presentava un vasto scalzamento progrediente.

Nel settembre 1971 (fig. 2) il muro era completamente scalzato, per tutta la lunghezza a-c, e solcato da una grossa fenditura orizzontale, per il tratto a-b; lo scalzamento, alto da 0,6 a 0,7 metri e profondo oltre 1 metro, interessava il muro ed anche il rilevato retrostante.

Continuava il passaggio di automobili ed anche di mezzi pesanti: pullmann, bulldozers, scavatrici. L'effetto d'arco che si è sviluppato nel muro per il contrasto offerto dal grosso masso compreso nella spalla del ponte, ha finora assicurato la resistenza del complesso.

CORRADO LESCA

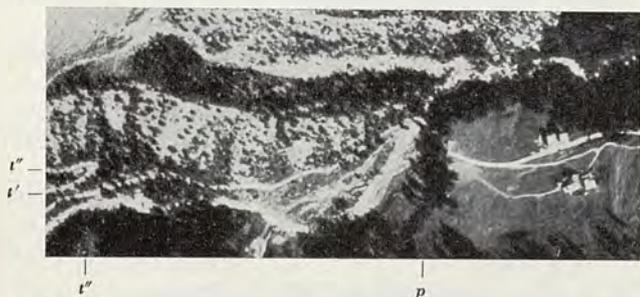


Figura 1.1 (1966)

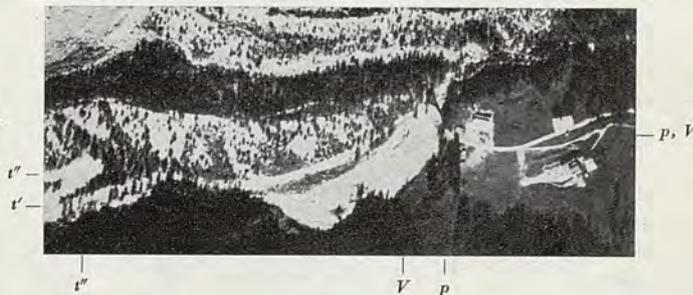


Figura 1.2 (1971)

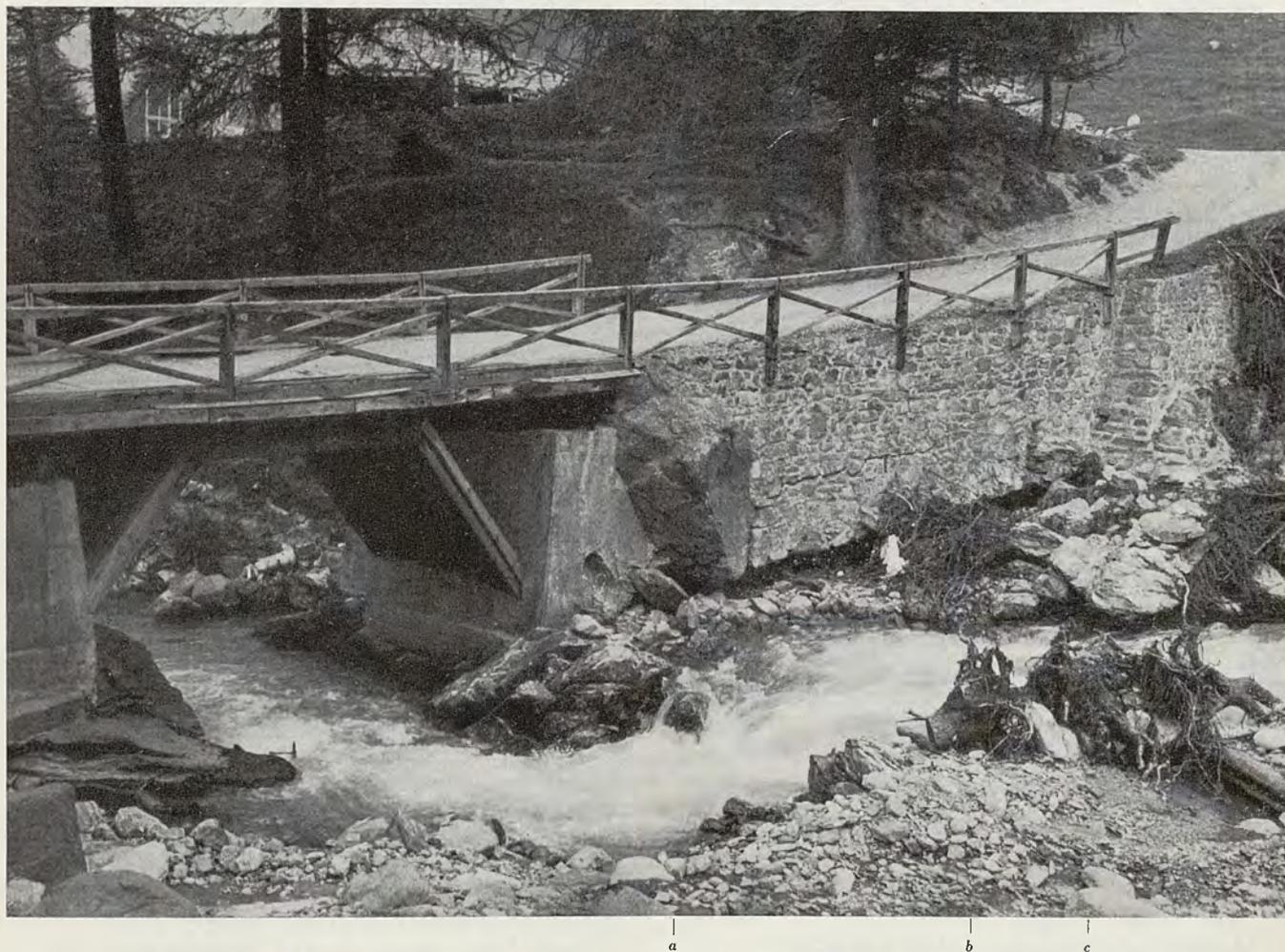


Figura 2 (Settembre 1971)

# INDICE DELL'ANNATA 1971

## ATTI DELLA SOCIETÀ

Direttore di « Atti e Rassegna Tecnica »: nomina ed accettazione . . . . .	pag. 1
La Società e l'Amministrazione cittadina: lettere del Presidente Nino Rosani, del Sindaco Giovanni Porcellana; com- mento di Silvio Bizzarri . . . . .	» 2
Riunione del 6 novembre 1970. Relazione del Socio Giovanni Torretta su « Alcuni aspetti della architettura inglese con- temporanea ». Discussione a pag. 3, in- terventi di Mortarino e Rosani . . . . .	» 4
Convocazione dell'assemblea ordinaria dei Soci - Conto economico al 31 dicembre 1970 e bilancio preventivo per l'eserci- zio 1971 . . . . .	» 33
Assemblea generale ordinaria dei Soci, 11 marzo 1971: Relazione di Nino Ro- sani, Presidente nel triennio 1968-1970, sull'attività svolta nell'anno 1970 (pa- gina 58); il Presidente neoeletto, Guido Bonicelli, parla ai Soci (pag. 60) . . . . .	» 57
13 maggio 1971. Visita alla mostra « Il cavaliere azzurro » (notizia) . . . . .	» 109
24 maggio 1971. Conferenza sul « Work structuring », di Carlo Actis Grosso (notizia) . . . . .	» 109
25 maggio 1971. Questioni di attualità del calcestruzzo. Relatori: Sandro Buzzi, Marcello Guderzo, Piero Marro. Inter- venti in discussione di: Albert Feder- rico; Biondolillo, Carletti, Fontana, Goffi Edoardo, Mortarino, Pola, Ros- setti Ugo, Salvestrini, Zanco . . . . .	» 145
5 luglio 1971. Visita alla mostra « Bauhaus Weimar ». Nota critica di Costanza Rog- gero . . . . .	» 178
Riunione del 6 luglio 1971. Dibattito sulla Variante n. 13 al Piano regolatore di Torino; relatori: Giovanni Picco, as- sessore all'Urbanistica; Giuseppe Boffa; Aldo Rizzotti. Interventi in discussione di Agrusti, Barba Navaretti, Casalegno, Cellino, Maina, Merlo, Mortarino, Pra- tesi Luigi . . . . .	» 177
Dalle antiche cronache della Società: adu- nanza del 19 dicembre 1868 . . . . .	» 213
Riunione del 22 ottobre 1971. Conferenza di Nicholas Negroponte su « The Archi- tecture machine » (notizia) . . . . .	» 213
23 ottobre 1971. Visita alla centrale termo- elettrica di Vado Ligure . . . . .	» 214
Soci scomparsi . . . . .	» 214
<b>LETTERE DAI SOCI</b>	
G. BOFFA, Urbanistica di Torino . . . . .	» 81
M. QUAGLIA, Inquinamento . . . . .	» 110
<b>IL CAMMINATORE OSSERVA</b>	
C. MORTARINO, Targhe . . . . .	» 12
C. MORTARINO, Passeggiata, verde pubblico, autoveicoli . . . . .	» 34

C. MORTARINO, Alluvione in val Pattonera (28 maggio 1968) . . . . .	pag. 82
C. MORTARINO - G. RICCI, Per qualche mq in più . . . . .	» 112
C. MORTARINO, Elmetto per i camminatori . . . . .	» 180
G. LESCA, Strada contro fiume . . . . .	» 243

## RASSEGNA TECNICA

P. M. CALDERALE, Modifiche del vibroforo Amsler per una miglior misura dello smorzamento interno dei materiali . . . . .	» 35
A. MILO, Indagine sulla cappella di villa Paradiso condotta attraverso il metodo della sensazione spaziale . . . . .	» 39
A. LAUSETTI, Dinamica del « tonneau » (acrobazia aerea) . . . . .	» 125
L. KARAGHIOSOFF, Effetti del proporziona- mento del disco sull'imbutitura di reci- pienti cilindrici . . . . .	» 137
A. M. MAROCCO, Un incompiuto juvarriano: Il castello di Rivoli . . . . .	» 149
C. CODEGONE, Il centenario della galleria del Frejus . . . . .	» 215
Val di Susa 13-14 giugno 1957 (promemo- ria di C. MORTARINO) . . . . .	» 218
F. LEVI, Saggio sull'applicazione dei mo- derni principi di sicurezza in campo geotecnico . . . . .	» 219
E. LEPORATI, Analisi di sicurezza di pali di fondazione in terreni coesivi . . . . .	» 226
G. GATTI, Dimensionamento di pali soggetti a forze assiali in terreni non coesivi . . . . .	» 229

## PROBLEMI TERMICI ED ACUSTICI NELL'EDILIZIA PREFABBRICATA

Atti del Convegno dell'Associazione termo- tecnica Italiana, tenuto il 12 marzo 1971, presso il Politecnico di Torino . . . . .	» 61
V. BORASI, La progettazione architettonica coordinata come mezzo di verifica cri- tica della prefabbricazione edilizia . . . . .	» 62
E. M. TRINGALI, Risultati pratici di espe- rienze sui caratteri termoacustici nella edilizia scolastica prefabbricata . . . . .	» 83
F. ALBORGHETTI, Risultati di esperienze sulle costruzioni prefabbricate di edi- fici di civile abitazione . . . . .	» 88
M. BORINI, Le implicazioni che la corretta soluzione dei problemi acustici e ter- mici comporta nella prefabbricazione civile . . . . .	» 92
G. LAUDI, Sistema di riscaldamento nel- l'edilizia prefabbricata . . . . .	» 96
G. SACERDOTE, Problemi acustici nell'edil- izia prefabbricata . . . . .	» 100
G. P. PUGNO - O GRESPLAN, L'isolamento acustico nell'edilizia prefabbricata . . . . .	» 104
A. SACCHI, Comportamento termico delle pareti prefabbricate . . . . .	» 106
Discussione delle relazioni: Borasi, Trin- gali, Alborghetti, Borini. Partecipanti, nell'ordine: Mario Costantino, Giulio	

<i>Togni, Cesare Codegone, Salvatore Martorana, Giovanni Saggese, Gino Sacerdote, Carlo Mortarino, Pierino Greppi ed i relatori . . . . .</i>	<i>pag. 113</i>	<i>al P.R.G. della collina torinese, maggio 1971, dell'Assessorato alla Pianificazione urbanistica . . . . .</i>	<i>pag. 188</i>
<i>Discussione delle relazioni: Laudi, Sacerdote, Pugno-Grespan, Sacchi. Partecipanti, nell'ordine: Nicola Valota, Mario Chiusano, Luigi Oliveri, Guglielmo Santarnecchi, Giulio Togni, Salvatore Martorana ed i relatori . . . . .</i>	<i>» 119</i>	<i>Pianta schematica del Comune di Torino, con indicazione di zone oggetto di deliberazioni dell'Amministrazione . . . . .</i>	<i>» 191</i>
<i>Mozione approvata a conclusione del Convegno . . . . .</i>	<i>» 121</i>	<i>Piano regolatore generale - Attuazione - Piano particolareggiato di ristrutturazione e di risanamento degli isolati compresi tra via Milano, piazza della Repubblica, via Porta Palatina, e via Torquato Tasso - Adozione. Approvato dal Consiglio comunale il 12 luglio 1971. Planimetrie: Stato di fatto, a pag. 194; Progetto a pag. 197 . . . . .</i>	<i>» 192</i>
<i>Elenco dei partecipanti . . . . .</i>	<i>» 122</i>	<i>Piano quadro per il Centro storico di Torino. Premesse per un documento programmatico (dalle dichiarazioni dell'Assessore Giovanni Picco al Consiglio comunale del 27 luglio 1971) . . . . .</i>	<i>» 200</i>
<b>LE DISPOSIZIONI SULL'URBANISTICA</b>		<i>Centro storico - Attuazione del programma generale di pianificazione urbanistica - Piano quadro e piani particolareggiati - Primo gruppo di interventi - Incarichi professionali - Finanziamenti in parte con mutuo. Approvato dal Consiglio comunale il 27 luglio 1971 . . . . .</i>	<i>» 201</i>
<i>Legge urbanistica 17 agosto 1942, n. 1150, modificata dalla legge 6 agosto 1967, n. 765 e dalla legge 19 novembre 1968, n. 1187 . . . . .</i>	<i>» 13</i>	<i>Piano regolatore generale - Variante n. 14 relativa ad aree a sud del torrente Stura, tra il corso Giulio Cesare e la strada di Settimo ed a nord del corso Taranto - Cambiamento di destinazione - Adozione. Approvato dal Consiglio comunale il 5 ottobre 1971. Planimetrie: Stato attuale a pagg. 207-208; Variante a pag. 209-210</i>	<i>» 205</i>
<i>Legge 1° giugno 1971, n. 291 Provvedimenti per l'accelerazione di procedure in materia di opere pubbliche e in materia urbanistica e per l'incentivazione dell'attività edilizia . . . . .</i>	<i>» 181</i>	<i>Segni convenzionali per l'urbanistica . . . . .</i>	<i>» 211</i>
<b>DELIBERAZIONI PER L'URBANISTICA DI TORINO</b>		<i>In prossimità della confluenza Stura di Lanzo-Po: fotografie del 12 marzo 1969 . . . . .</i>	<i>» 211</i>
<i>Piano regolatore generale - Varianti specifiche - Variante n. 13 - Modifica a talune disposizioni delle N.U.E.A. - Adozione. Deliberazione del Consiglio comunale del 21 aprile 1970, sostituita dal « Testo coordinato » approvato dal Consiglio comunale il 17 settembre 1970 e dalla Giunta provinciale amministrativa il 14 dicembre 1970 . . . . .</i>	<i>» 26</i>	<b>PROBLEMI</b>	
<i>Lettera del 26 maggio 1970 della Giunta provinciale amministrativa di rinvio all'Amministrazione comunale di Torino della deliberazione 21 aprile 1970, numero 1171 . . . . .</i>	<i>» 27</i>	<b>ESERCIZIO PROFESSIONALE</b>	
<i>Testo coordinato, Piano regolatore generale - Varianti specifiche - Variante n. 13 - Modifica a talune disposizioni delle N.U.E.A. - Adozione - Deliberazioni 21 aprile e 26 maggio 1970, modifiche - Approvazione. Approvato dal Consiglio comunale il 17 settembre 1970 . . . . .</i>	<i>» 29</i>	<i>Valore legale del titolo di ingegnere - Esame di Stato (a cura di Ugo Rossetti) . . . . .</i>	<i>» 46</i>
<i>Piano regolatore generale - Variante n. 13 - Integrazione e chiarimenti - Approvazione. Approvato dal Consiglio Comunale il 14 dicembre 1970 . . . . .</i>	<i>» 185</i>	<i>Convegno a Milano del 24 aprile 1971, mozione finale - lettera in data 14 aprile 1971, dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino ai laureati . . . . .</i>	<i>» 175</i>
<i>Criteri per l'applicazione della variante n. 13 del piano regolatore generale adottata con deliberazione del Consiglio comunale 17 settembre 1970, numero 2203, coordinato con i criteri fissati nelle deliberazioni del Consiglio comunale 20 ottobre 1969, nn. 2151 e 2169, modifica della deliberazione del Consiglio comunale 20 ottobre 1969, n. 2169. Approvata dal Consiglio comunale l'8 marzo 1971 . . . . .</i>	<i>» 187</i>	<b>INQUINAMENTO</b>	
<i>Documento programmatico per la variante</i>		<i>Convegno su « Inquinamento: problema chimico » tenuto il 20 febbraio 1971 a Torino dalla Società chimica italiana, sezione piemontese, e dall'Ordine dei Chimici del Piemonte e della Valle d'Aosta (Sintesi) . . . . .</i>	<i>» 52</i>
		<i>Fumi su Torino - Documento fotografico del 26 luglio 1970, Giuseppe Ricci . . . . .</i>	<i>» 56</i>
		<b>INFORMAZIONI</b>	
		<i>Le donne per il progresso scientifico e tecnico - Una conferenza internazionale dal 5 al 12 settembre 1971 a Torino . . . . .</i>	<i>» 144</i>
		<i>La centrale termoelettrica di Vado Ligure (sintesi data da Dante Buelli) . . . . .</i>	<i>» 239</i>

# I N D I C E            D E G L I            A U T O R I

*Gli Autori sono invitati a comunicare errori ed inesattezze dei testi per le necessarie rettifiche ed a sviluppare spunti ed approfondimenti di discussione.*

di conferenze e relazioni in Società [(s) sintesi]

ACTIS GROSSO C., 109 (s).  
BOFFA G., 177 (s).  
BONICELLI G., 60-81.  
BUZZI S., 145 (s), 146-147-148.  
GUDERZO M., 146 (s), 148.  
MARRO P., 146 (s), 148.  
NEGROPONTE N., 213 (s).  
PICCO G., 177 (s), 178.  
RIZZOTTI A., 177 (s), 178.  
ROSANI N., 58.  
TORRETTA G., 4-3.

di lettere alla Società

BOFFA G., 81.  
PORCELLANA G., 2.  
QUAGLIA M., 110.

di articoli

CALDERALE P. M., 35.  
CODEGONE C., 215.  
GATTI G., 229.  
KARACHIOSOFF L., 137.  
LAUSETTI A., 125.  
LEPORATI E., 226.  
LEVI F., 219.  
MAROCCO A. M., 149.  
MILO A., 39.

di conferenze e relazioni in sedi diverse dalla Società [(s) sintesi]

ALBORGHETTI F., 88-119.  
BORASI V., 62-117.  
BORINI M., 92-119.  
BURDESE A., 52 (s).  
CERRINA C., 54 (s).  
GALLOTTI L., 54 (s).  
GRESPAN O. - PUGNO G. A., 104.  
LAUDI G., 96-120.  
MARIOTTI E., 55 (s).  
MILONE M., 52 (s).  
NEGRO A., 53 (s).  
PICCO G., 200.  
PUGNO G. A. - GRESPAN O., 104.  
SACCHI A., 106-121.  
SACERDOTE G., 100-114.  
SPIGO R., 56 (s).  
TORAZZO P., 55 (s).  
TRINGALI E. M., 83-118.  
VERSINO C., 53 (s).

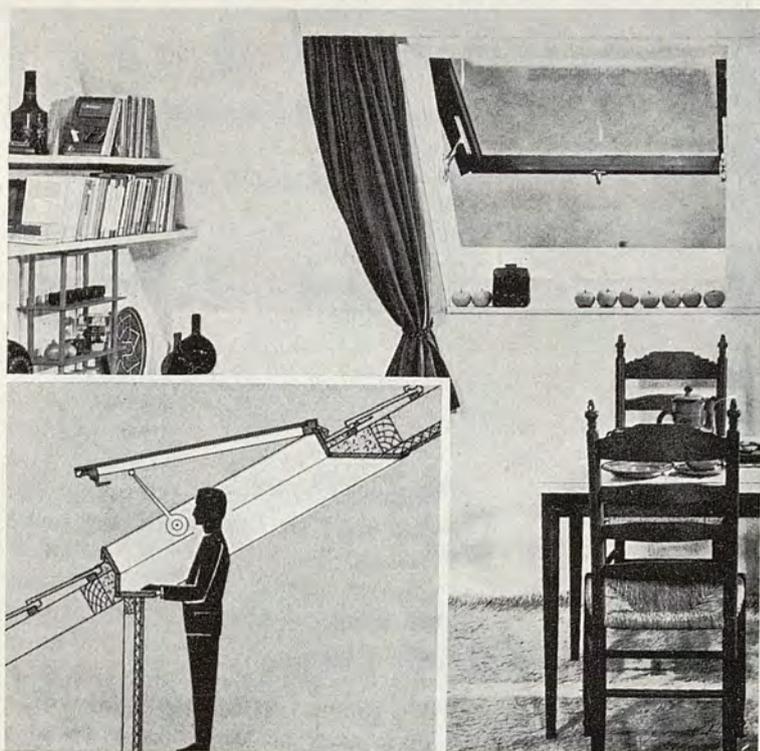
di interventi, documentazioni, notizie brevi

AGRUSTI, 178.  
ALBERT F., 147.  
A.T.I. 61-121-122.  
BARBA NAVARETTI, 178.  
BIONDOLILLO F., 148.  
BIZZARRI S., 2.  
BOFFA G. ed altri, 49.  
BUELLI D., 239.  
CALDERALE P. M. ed altri, 49.  
CARLETTI, 147-148.  
CASALEGNO, 178.  
CELLINO, 177-178.  
CHIUSANO, 119.  
CODEGONE C., 114.  
COSTANTINO M., 113.  
EGIDI C., 49.  
EGIDI C. ed altri, 49.  
FINZI CONTINI B., 121.  
FONTANA, 148.  
FOZZATI D. ed altri, 49.  
GOFFI E., 147-148.  
GREPPI P., 116.  
LESCA C., 243.  
MAINA, 178.  
MARTORANA S., 114-120.  
MERLO, 178.  
MORANDI G., 46.  
MORTARINO C., 1-12-32-34-82-112-114-148-178-180-211-218-220.  
OLIVIERI L., 119.  
ORDINE INGEGNERI TORINO, 176.  
ORDINI INGEGNERI, CONS. Naz., 175.  
POLA O., 148.  
POLITECNICO DI TORINO, 51.  
PRATESI L., 178.  
RICCI G., 56-112.  
ROGGERO C., 178.  
ROGGERO M. F., 177.  
ROSANI N., 1-2-3.  
ROSSETTI U., 46-50, 147-148.  
ROSSETTI U. ed altri, 49.  
RUGGIERO U., 48.  
SAGGESE G., 114.  
SALVESTRINI G., 46-147.  
SANTARNECCHI G., 120.  
TOGNI G., 114-120.  
TORINO Cartografia, 191-194-197-203-(205-206)-(207-208)-(209-210).  
Municipio, 26-29-185-187-188-192-201-204.  
Prefettura, 27-185.  
Sindaco (G. Porcellana), 2.  
VALOTA N., 119.  
ZANCO, 147.

Direttore responsabile: **CARLO MORTARINO**

Autorizzazione Tribunale di Torino, n. 41 del 19 Giugno 1948

STAMPERIA ARTISTICA NAZIONALE - TORINO



## ABBAINO ROTO

per la valorizzazione  
del sottotetto

- *Libero accesso e veduta*
- *Grande luminosità*
- *Perfetta tenuta*
- *Facile posa in opera*
- *Sei misure diverse*
- *Faldali perimetrali in acciaio zincato o in rame*
- *Doppio vetro isolante*
- *A richiesta con tenda alla veneziana*

Ditta **FRANCESCO GOFFI**

di Ing. A. Goffi & C. s.a.s. - 10123 TORINO  
Via Maria Vittoria, 43 - Telefono 83.13.20



ACCIAI  
DI ALTA QUALITA'  
DA MINERALE  
DI GRANDE PUREZZA

**SOCIETA' NAZIONALE**  
**COGNE**

# istituto bancario san paolo di torino

istituto di credito  
di diritto pubblico  
fondato nel 1563

*direzione generale*  
Torino - Piazza S. Carlo 156

*fondi patrimoniali*  
lire 30,2 miliardi

*depositi fiduciari e cartelle  
in circolazione*  
oltre 2.200 miliardi

*200 filiali in*  
Piemonte, Lazio, Liguria, Lombardia,  
Valle d'Aosta

*Delegazioni di Credito Fondiario a*  
Bari, Catania, Napoli

*Uffici di Rappresentanza a*  
Francoforte s/m, Londra, Parigi,  
Zurigo

Banca - Borsa - Cambio  
Credito Fondiario  
Finanziamenti Opere Pubbliche  
Credito Agrario

DA 400 ANNI LA FIDUCIA DEI RISPARMIATORI

## COPERTURE IMPERMEABILI

# GAY

di Dott. Ing. V. BLASI

Impermeabilizzazioni e manti  
per tetti piani o curvi, cornicioni,  
terrazzi, sottotetti, fondazioni.

VIA MAROCHETTI 6. TORINO. TEL. 690.568

# CATELLA

MARMI • GRANITI • PIETRE

*Cave proprie - Stabilimenti - Segherie*

Torino - Via Montevecchio 27 - Tel. 545.720-537.720



## asfalt - c. c. p.

TORINO

S. p. A.

Strada di Settimo 6 - Tel. 20.11.00 - 20.10.86

COPERTURE IMPERMEABILI - MARCIAPIEDI - STRADE

ASFALTI COLATI E TAPPETI STRADALI COLORATI

LAVORI GARANTITI

PRODUZIONE, APPLICAZIONE E VENDITA DI ASFALTI  
A FREDDO GELBIT E GELBIPLAST

## DOTT. ING. VENANZIO LAUDI

s. n. c.

IMPIANTI RAZIONALI TERMICI  
E IDRICO SANITARI

TORINO - VIA MADAMA CRISTINA 62  
TELEF. DIREZIONE: 683.226 • TELEF. UFFICI: 682.210