

ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA

RASSEGNA DELLE RELAZIONI E DELLE DISCUSSIONI TENUTE AL
III CONGRESSO INTERNAZIONALE DI GEOTECNICA

SPINTE DELLE TERRE, MURI DI SOSTEGNO, POZZI E GALLERIE

NINO ALBERICO BIADENE (*)

Alla VII sezione sono stati presentati solo nove rapporti, nonostante che gli argomenti da discutere dalla sezione rappresentino in fondo la base da cui sono partiti gli studi della meccanica del suolo.

In generale per tutto il Congresso ed anche per questa sezione, è apparso chiaro che poche sono le memorie di carattere generale e teorico, mentre abbondano le relazioni su casi particolari, su osservazioni, su prove: la stampa tecnica francese ha messo in rilievo tale mancata azione di sintesi e di sistematizzazione scientifica della materia, osservando che mentre solo una piccola parte degli studiosi si occupa della soluzione generale dei problemi, la maggior parte di essi, e specialmente gli anglosassoni, indirizzano piuttosto ancora i loro interventi ai casi pratici.

Relatore generale per la sezione VII è stato il Sig. A. W. SKEMPTON, D. sc. A.M.I.C.E., del Collegio Imperiale dell'Università di Londra, che in una notevole e ben documentata memoria, più che riassumere e commentare gli scritti presentati, ha voluto fare il punto sulle pubblicazioni avvenute in argomento tra il Congresso del 1948 e l'attuale; ne è risultato così uno studio comparativo sugli argomenti che è specialmente vasto per quanto riguarda il caso di spinte delle terre sulle pareti di scavi profondi in sabbia ed argilla.

Egli infatti ricorda le «Norme» pubblicate nel 1951 dall'Institute of Structural Engineers di Londra le quali, esposti i principi di calcolo, danno dettagli su molte di tali costruzioni e, cosa comune fra gli anglosassoni, descrivono 14 insuccessi in strutture varie costruite a sostegno della terra, e dà conto del contributo dato da CAQUOT e KERISEL (1949) col loro trattato di meccanica del suolo, della teoria esposta dal TSCHEBOTARIOFF (1951) sul così detto «effetto d'arco», della memoria di ROWE (1952) sulle prove fatte su di un modello di diaframma di palancole, di uno scritto del TERZAGHI (1953) sullo stesso argomento, dei confronti eseguiti da PACKISTAW e LAKE (1952)

fra progetti studiati secondo quanto ha trovato il ROWE e secondo i metodi normalmente usati. Nel far l'esposizione di ciò, il relatore inserisce naturalmente quanto è stato ora presentato al Congresso e formula infine gli argomenti da discutere.

Tali argomenti potrebbero dar luogo a utili segnalazioni e discussioni anche tra noi e ci sembra opportuno riassumerli anche se, a Congresso chiuso, essi possano avere già trovato in quella sede esauriente discussione.

Esistono in Italia osservazioni di cantiere sul così detto «effetto d'arco», nel caso di palancole piantate in terreno sabbioso a sostegno di uno scavo? E se esistono, se ne sono trovate le spiegazioni? Nel calcolo di tali palancole si è mai proceduto come proposto dal Terzaghi, cioè introducendo un coefficiente di riduzione del momento flettente quale risulta dall'ipotesi di «estremità libera»?

Si sono mai misurati i carichi su sbadacchiature di scavi in argilla sostenuti da palancole? e si è visto quale ne è la legge di variazione colla profondità? Si può confermare da noi che in una galleria in argilla compatta la pressione sul rivestimento sia il 60/70% del peso del terreno sovrastante?

Quanto alle memorie presentate alla VII sezione, esse possono essere raggruppate come segue:

- 1) un rapporto [5] su una teoria generale della spinta della terra;
- 2) due rapporti su particolari metodi di calcolo e di lavoro [2] e [9];
- 3) tre rapporti su misure eseguite:
 - a) per la conoscenza del modulo elastico nelle rocce [1] e [8];
 - b) per la determinazione delle deformazioni su costruzioni sottoposte a spinte di terre argillose [3];
- 4) tre rapporti che danno notizie sul comportamento di opere in particolari condizioni di carico, sulle misure eseguite e sui lavori compiuti per riportarle in condizioni di stabilità [4], [6] e [7]

(*) Dott. Ing. NINO A. BIADENE del Servizio Costruzioni Idrauliche della Società Adriatica di Elettricità.

e si può così brevemente riassumere il contributo dato dalla sezione stessa ai problemi sottoposti al suo studio:

— *Gruppo 1* - Il Sig. J. BRINCH HANSEN, Danimarca, nella memoria [5] su una teoria generale della spinta delle terre dopo aver sinteticamente elencati i metodi di calcolo finora conosciuti dividendoli in quattro gruppi rileva che nessuno di essi dà una soluzione generale del problema. Egli quindi afferma che una soluzione si può trovare nella combinazione dei metodi esposti dal RENDULIC (1940) e dall'OHDE (1938), il primo dei quali egli elenca tra quelli che chiama «metodi aventi una condizione-limite», mentre il secondo trova posto tra quelli che derivano dalla teoria della elasticità. Col metodo proposto si può determinare la grandezza ed il punto di azione della spinta della terra per una posizione specificata del centro di rotazione del muro, partendo dall'ipotesi che la superficie di scorrimento prenda la forma di un arco circolare, che l'equazione di KÖTTER sia valida (il che il relatore mette in dubbio), che le sollecitazioni sulla superficie del terreno dove il cerchio di scorrimento emerge siano date da una speciale «condizione-limite». E' in ogni caso interessante notare che negli esempi di calcolo presentati dal BRINCH i risultati sono confrontabili con quelli ottenuti dalle prove del ROWE.

— *Gruppo 2* - Il rapporto [9] dei Sigg. VERDEYEN e ROISIN (Belgio) riferisce sulle osservazioni fatte in una palancolata sbadacchiata eseguita a sostegno di uno scavo largo da m. 35 a m. 60 con profondità varianti da 12 a 16 m. Tra tali misure ed i valori calcolati utilizzando la teoria esistono gravi discordanze e si è rilevato una concentrazione di pressione in testa alla palancolata, com'era del resto stato visto da altri ricercatori. Partendo così da basi sperimentali e teoriche gli autori espongono una distribuzione nella pressione in modo che i risultati del calcolo corrispondano meglio alla realtà fisica del fenomeno. La memoria ripete quanto gli stessi autori hanno più largamente illustrato in una conferenza pubblicata negli «Annales de l'Institut technique de Bâtiment et Travaux publics» nel giugno 1952 e nella quale essi fanno una esposizione sistematica dei problemi connessi ai sostegni di scavi profondi e ne mostrano le soluzioni. Il rapporto [2] dovuto ai signori CALLE e BARBEDETTE (Francia) dà conto di un metodo di lavoro di schermatura mediante iniezioni nel caso di avanzamento in gallerie scavate in terreni fortemente impregnati d'acqua: trattasi di una serie di iniezioni eseguite mediante fori giacenti sulle generatrici di coni assiali all'avanzamento.

— *Gruppo 3* - Sono stati presentati due rapporti, uno [8] a carattere generale dovuto al Sig. MAYER (Francia) ed uno più particolareggiato [1] presentato dal Sig. BERNARD (Francia), sulla determinazione del modulo di «deformazione» in vari tipi di roccia, mediante prove in laboratorio e prove sul posto a mezzo di gallerie. In questo ultimo caso le prove sono state eseguite con martinetti idraulici oppure facendo agire l'acqua in pressione in cunicoli rivestiti o nudi

e determinando le variazioni diametrali a mezzo di estensimetri elettro-acustici.

Il metodo è ben conosciuto ed usato da anni in Italia per studi dei rivestimenti di gallerie e dei terreni di fondazione di dighe (cfr. OBERTI - *Giornale Genio Civile* - Novembre 1948); i risultati confermano quanto gli sperimentatori italiani hanno trovato sia come rapporto tra moduli misurati parallelamente e perpendicolarmente agli strati, sia come valori assoluti, sia, infine, come variazione di essi dopo iniezione della roccia contornante i cunicoli.

Il rapporto del Sig. MAYER espone infine un metodo di precompressione del rivestimento di gallerie a mezzo di iniezioni di cemento «espansivo», per il quale l'autore dà una «curva di rigonfiamento» che ad 80 giorni mostra, per una pasta di solo cemento, un allungamento di 15 mm per metro e riporta il risultato di osservazioni che dimostrano come in un mese si sviluppi una spinta che arriva fino a 30 kg/cm².

I Sigg. L. F. COOLING e WARD (Inghilterra) hanno nel loro rapporto [3] indicati i metodi impiegati dal «Building Research Station» per le misure dei carichi e delle deformazioni in terreni argillosi e ciò sia su sbadacchiatura di scavi sia su rivestimenti di gallerie; i mezzi usati (strumenti e corda vibrante) sono del resto ben noti anche da noi ed i pochi risultati pubblicati sono solo una anticipazione sullo studio in corso.

— *Gruppo 4* - Si tratta di tre rapporti su movimenti di terreni con particolari riflessi alle opere su essi costruiti. Due casi (memoria [4] del Sig. FELD, U.S.A. e memoria [7] del Sig. LEA, Canada) si riferiscono a palancolate ancorate: nel primo caso una di tali opere fu messa in pericolo da un movimento generale del terreno di fondazione a seguito di sovraccarico dovuto alla costruzione su di esso d'un rilevato stradale e nel secondo caso una parte di palancolata rovinò in seguito al deposito sul terreno, che essa sosteneva, di un mucchio di minerali e tale rovina fu preceduta da lenti movimenti che furono seguiti e misurati. In ogni caso si trattava di argille tenere che sovrastavano ad argille sabbiose più consistenti.

Il terzo rapporto [6] dei Sigg. HAEFELY, SCHAEERER e AMBERG (Svizzera) si riferisce al noto slittamento della falda di sponda sinistra del torrente Landquart presso la stazione di Klosters delle Ferrovie Retiche in Svizzera. Lo slittamento che ha interessato la spalla sinistra di un notissimo ponte ferroviario in curva dovuto al MAILLART, è stato contrastato mediante un grande puntone in c.a. che sbadacchia le due spalle del ponte stesso e che serve da passerella pedonale. Nella memoria si dà notizia delle misure effettuate durante una lunga serie di anni e dei metodi usati per esse. Nel progettare il puntone s'era previsto che, data l'ampiezza del movimento del terreno e le caratteristiche di esso, esso doveva essere atto a trasmettere una spinta di 1.650 ton; dopo 5 anni di osservazioni la spinta raggiungeva solo 800 ton e nei successivi 3 anni era salita di poco.

N. B. - I numeri indicati fra [] sono quelli delle memorie presentate al III Congresso Internazionale di Geotecnica.

IV CONGRESSO INTERNAZIONALE DI GEOTECNICA

LONDRA, 1957

SIMBOLOGIA

La Società Internazionale di Geotecnica, che organizza il IV Congresso Internazionale di Geotecnica, ha indicato nel primo bollettino del Congresso stesso i simboli che dovrebbero essere adottati nelle comunicazioni al Congresso.

La nomenclatura relativa è stata stabilita nelle due lingue ufficiali della Società e cioè inglese e francese. La rivista ritiene di fare cosa gradita ai suoi lettori riportando accanto alla nomenclatura in inglese ed in francese anche quella in italiano.

E' facile rilevare che la nomenclatura originale in inglese ed in francese sia talvolta incerta o troppo sintetica. Di conseguenza anche alcuni termini della nomenclatura italiana appariranno poco soddisfacenti. Ovviamente sarà cura degli Autori aggiungere di volta in volta nel testo quelle precisazioni che essi riterranno necessarie.

SIMBOLI	INGLESE	FRANCESE	ITALIANO
$\pi = 3.1416$ $e = 2.7183$ $\log_e a$ $\log_{10} a$ Δa t g F	GENERAL base of natural logarithms natural logarithm of a logarithm of a to base 10 increment in a time acceleration due to gravity factor of safety	GÉNÉRALITÉS base d'un logarithme naturel logarithme naturel de a logarithme de a à la base de 10 incrément en a temps accélération due à la gravité facteur de sécurité	GENERALITÀ base dei logaritmi naturali logaritmo naturale di a logaritmo di a in base 10 incremento di a tempo accelerazione di gravità coefficiente di sicurezza
σ σ' τ ρ ϵ γ p u K G E μ η	STRESS AND STRAIN normal stress normal effective stress shear stress displacement normal strain shear strain.* pressure (overburden, consolidation, etc.) pore-water pressure modulus of compressibility modulus of rigidity modulus of elasticity Poisson's ratio coefficient of viscosity	TENSION ET DÉFORMATION tension normale tension normale efficace effort de cisaillement déplacement déformation normale déformation de cisaillement* pression (surcharge, consolidation, etc.) pression de l'eau interstitielle module de compressibilité module de rigidité module d'élasticité nombre de Poisson coefficient de viscosité	TENSIONI E DEFORMAZIONI pressione normale pressione normale effettiva sforzo di taglio spostamento coefficiente di dilatazione lineare scorrimento mutuo* pressione (applicata, di consolidazione, ecc.) pressione neutra modulo di compressibilità modulo di rigidità modulo di elasticità normale coefficiente di Poisson coefficiente di viscosità
	* Were confusion with density may arise, use $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ or $\epsilon_{11}, \epsilon_{22}, \epsilon_{33}$ for normal strains and $\epsilon_{xy}, \epsilon_{yz}, \epsilon_{zx}$, or $\epsilon_{12}, \epsilon_{23}, \epsilon_{31}$ for shear strains.	* S'il y a confusion avec densité, se servir de $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ ou $\epsilon_{11}, \epsilon_{22}, \epsilon_{33}$ pour déformations normales et $\epsilon_{xy}, \epsilon_{yz}, \epsilon_{zx}$ ou $\epsilon_{12}, \epsilon_{23}, \epsilon_{31}$ pour déformations de cisaillement.	* In caso di confusione con il peso dell'unità di volume, valersi delle $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ oppure $\epsilon_{11}, \epsilon_{22}, \epsilon_{33}$ per i coefficienti di dilatazione lineare ed $\epsilon_{xy}, \epsilon_{yz}, \epsilon_{zx}$ oppure $\epsilon_{12}, \epsilon_{23}, \epsilon_{31}$ per gli scorrimenti mutui.

SIMBOLI	INGLESE	FRANCESE	ITALIANO
	SOIL PROPERTIES (a) <i>Density, porosity, etc.</i>	PROPRIÉTÉS DE SOL (a) <i>Densité, porosité</i>	PROPRIETA' DEI TERRENI (a) <i>Peso dell'unità di volume, porosità</i>
G_s	specific gravity of soil particles	poids spécifique des particules de sol	peso specifico dei granelli
γ	bulk density	densité apparente	peso dell'unità di volume
γ_d	dry density	densité sèche	peso secco dell'unità di volume
γ'	submerged density	densité sous l'eau	peso dell'unità di volume, immersa in acqua
γ_w	density of water	densité de l'eau	peso specifico dell'acqua
$w (m)$	water (moisture) content	teneur en eau	contenuto d'acqua
e	voids ratio	indice de vide	indice di porosità
n	porosity	porosité	porosità
S_r	degree of saturation	degré de saturation	grado di saturazione
	(b) <i>Consistency, etc.</i>	(b) <i>Consistance, etc.</i>	(b) <i>Consistenza, ecc.</i>
LL	liquid limit	limite de liquidité	limite di fluidità
PL	plastic limit	limite de plasticité	limite di plasticità
PI	plasticity index	indice de plasticité	indice di plasticità
$LI = \frac{w - PL}{PI}$	liquidity index	indice de liquidité	indice di fluidità
$CI = \frac{LL - w}{PI}$	consistency index	indice de consistance	indice di consistenza
e_{max}	voids ratio in loosest state	indice de vide dans l'état le plus meuble	porosità massima
e_{min}	voids ratio in densest state	indice de vide dans l'état le moins meuble	porosità minima
$RD = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$	relative density	densité relative	grado di compattezza
	(c) <i>Shear strength</i>	(c) <i>Résistance au cisaillement</i>	(c) <i>Resistenza al taglio</i>
τ_f	shearing resistance	résistance au cisaillement	resistenza al taglio
c	apparent cohesion	cohésion apparente	coesione apparente
ϕ	apparent angle of shearing resistance	angle apparent de résistance au cisaillement	angolo di attrito apparente
c'	cohesion	cohésion	coesione
ϕ'	angle of shearing resistance	angle de résistance	angolo di attrito
$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$	compression strength = $(\sigma_1 - \sigma_3)$ at failure	force de compression de rupture $(\sigma_1 - \sigma_3)$	resistenza di compressione a rottura $(\sigma_1 - \sigma_3)$
σ_f	unconfined compress. strength	résistance à la compression sans contrainte latérale	resistenza a rottura a dilatazione trasversale libera
	Note: c and ϕ are written in the following forms: c_u and ϕ_u for undrained (quick) tests c_{cu} and ϕ_{cu} for consolidated-undrained (consolidated-quick) tests c_d and ϕ_d for drained (slow) tests	Note: c and ϕ son écrits ainsi: c_u et ϕ_u pour essais rapides à teneur en eau constante c_{cu} et ϕ_{cu} pour essais de compression triaxial sans drainage ou rapide sur échantillon consolidé c_d et ϕ_d pour essais lents drainés	Note: c e ϕ possono avere le seguenti espressioni: c_u e ϕ_u per prove rapide senza consolidazione c_{cu} e ϕ_{cu} per prove rapide con consolidazione c_d e ϕ_d per prove lente

SIMBOLI	INGLESE	FRANCESE	ITALIANO
	(d) <i>Permeability</i>	(d) <i>Perméabilité</i>	(d) <i>Permeabilità</i>
h_u	hydraulic head	charge hydraulique	carico idraulico
Q	flow in time t	écoulement en temps t	volume defluito nel tempo t
v	velocity of flow	vélocité d'écoulement	velocità
i	hydraulic gradient	gradient hydraulique	gradiente idraulico
j	seepage pressure	pression de filtration	variazione di pressione dovuta alla filtrazione
k_w	permeability to water	perméabilité d'eau	coefficiente di permeabilità rispetto all'acqua
	(e) <i>Consolidation (one-dimensional)</i>	(e) <i>Consolidation (a une dimension)</i>	(e) <i>Consolidazione (ad una dimensione)</i>
p_o	present overburden pressure; initial pressure in test	pression de surcharge actuelle; pression initiale d'essai	pressione attuale in sito, pressione iniziale in una prova
p_c	pre-consolidation pressure	pression de pré-consolidation	pressione di preconsolidazione
$m_v = \frac{de}{dp(1+e)}$	coefficient of compressibility	coefficient de compressibilité	coefficiente di compressibilità
$c_v = \frac{k_w}{m_v \cdot \gamma_w}$	coefficient of consolidation	coefficient de consolidation	coefficiente di consolidazione
$U_v = \frac{U_v}{H_d}$	degree of consolidation	degré de consolidation	grado di consolidazione
$T_v = \frac{c_v \cdot t}{d^2}$	drainage path	parcours de drainage	percorso del filetto liquido
	time factor	facteur de temps	fattore di tempo
	EARTH PRESSURE	POUSSEÉ DES TERRES	SPINTA DELLE TERRE
H	free-standing height of wall	la hauteur d'un mur au-dessus du niveau du sol	altezza di un muro di sostegno al disopra del piano di campagna
D	depth of wall below ground	profondeur d'un mur sous terre	profondità della fondazione di un muro di sostegno
p_a	active earth pressure	poussée active des terres	spinta attiva delle terre
p_p	passive earth pressure	pression de butée	spinta passiva delle terre
K_o	coefficient of earth pressure at rest	coefficient de pression du sol au repos	coefficiente di spinta in quiete
K_a	coefficient of active earth pressure (normal to the wall)	coefficient de poussée active des terres (à angle droit avec le mur)	coefficiente di spinta attiva (normale alla parete)
K_p	coefficient of passive earth pressure (normal to the wall)	coefficient de pression de butée (à angle droit avec le mur)	coefficiente di spinta passiva (normale alla parete)
δ	angle of wall friction	angle de frottement contre un mur	angolo di attrito parete - terreno
	STABILITY OF SLOPES	STABILITÉ DE TALUS	STABILITÀ DELLE SCARPATE
H	height of slope	hauteur de pente	altezza della scarpata
z_c	depth of tension crack	profondeur de fissure de tension	profondità di una lesione
D	depth below toe of slope to hard stratum	profondeur du bas de l'inclinaison à la strate dure	profondità di uno strato ripido rispetto al piede della scarpata
β	inclination of slope	inclinaison de la pente	inclinazione della scarpata
$D_f = \frac{H+D}{H}$	depth factor	facteur de profondeur	fattore di profondità

SIMBOLI	INGLESE	FRANCESE	ITALIANO
	FOUNDATIONS	FONDATIONS	FONDAZIONI
z	co-ordinate of depth	coordonnée de profondeur	coordinata verticale
D	depth to foundation-level	profondeur au niveau de fon- dation	profondità del piano di posa
L	length of foundation	longueur de fondation	lunghezza della fondazione
B	breadth of foundation, or dia- meter (=2R) of pier or pile	largeur de fondation ou dia- mètre (=2R) de pile ou pieu	larghezza della fondazione o diametro (=2R) di una pi- la o di un palo
A	base area of foundation, pier, or pile	surface de base, de pile ou pieu	area di appoggio di una fon- dazione diretta, di una pi- la o di un palo
p_t	total foundation pressure	pression totale de fondation	pressione totale trasmessa dal- l'opera di fondazione
p_n	net foundation pressure	pression nette de fondation	incremento della pressione sul piano di posa, rispetto a quello preesistente
q_f	ultimate bearing capacity	charge limite de rupture	carico limite
q_a	allowable bearing capacity	charge admissible de rupture	carico ammissibile
N_c N_q N_γ }	bearing - capacity factors in Terzaghi's equation $q_f = c \cdot N_c + \gamma D \cdot N_q +$ $\frac{\gamma B}{2} \cdot N_\gamma$	facteur de charge de rupture dans l'équation de Terzaghi $q_f = c \cdot N_c + \gamma D \cdot N_q +$ $\frac{\gamma B}{2} \cdot N_\gamma$	fattori del carico limite nella equazione di Terzaghi $q_f = c \cdot N_c + \gamma D \cdot N_q +$ $\frac{\gamma B}{2} \cdot N_\gamma$
ρ	settlement	tassement	cedimento
	ROADS AND RUNWAYS	ROUTES ET PISTES D'EN- VOL	STRADE ED AEROPORTI
p	tire pressure or contact pres- sure	pression de gonflement de pneu ou pression de contact	pressione di gonfiaggio o pres- sione di contatto
B	equivalent diameter of tire print (2a)	diamètre équivalent de l'em- preinte de pneu (2a)	diametro equivalente dell'area di contatto (2a)
h_t	thickness of pavement	épaisseur de revêtement	spessore della pavimentazione
k_s	modulus of subgrade reaction	module de réaction	coefficiente di sottofondo
CBR	California bearing ratio	indice portant californien	indice di portanza californiano




GUTTER




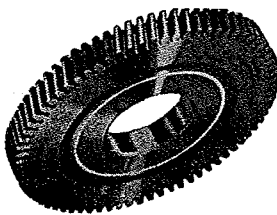
VIA STELLA 3 - MILANO - TEL 690.178

PARANCHI ELETTRICI - GRU





**COLTELLI
CIRCOLARI
e SBARBATORI**

S. p. A. F.lli DALDI & MATTEUCCI
MILANO
VIA CADAMOSTO, 7 - TEL. 265.787 - 279.309