

Fondazioni su roccia

C. CHERUBINI *, C. I. GIASI *, F. P. RAMUNNI *

SOMMARIO: Fino ad oggi l'interesse per lo studio della capacità portante e dei cedimenti di fondazioni su roccia è stato poco rilevante ciò in quanto l'ingegneria delle fondazioni è considerata normalmente un'importante applicazione della meccanica del terreno e soltanto una applicazione minore della meccanica delle rocce. Del resto spesso la resistenza a compressione di alcune rocce compatte è superiore a quella di un buon calcestruzzo. In pratica, però, masse di rocce compatte senza zone alterate, fessure ed altri difetti si incontrano raramente.

Nel presente lavoro vengono riportati i metodi più usuali per il calcolo della capacità portante delle rocce interessate da fondazioni superficiali, tenendo nel dovuto conto la presenza e la spaziatura dei giunti eventualmente presenti e i meccanismi di rottura potenziale nelle varie possibilità che si possono prospettare nella pratica.

Alla casistica delle situazioni elencate viene altresì associata una corrispondente sequenza di formule il cui uso pratico viene spesso reso più spedito in base all'uso di abachi collaudati dall'esperienza.

Poiché l'assunzione dei valori della pressione ammissibile da assumere nei calcoli di capacità portante viene spesso specificata da codici di costruzione autorizzati, basati per lo più sulla descrizione geomeccanica della roccia o sui valori della resistenza a compressione uniassiale, si è ritenuto utile anche riportare alcune tabelle tratte da codici stranieri.

La capacità portante delle fondazioni profonde è analizzata ponendo particolare riguardo alla valutazione delle profondità di incassamento della punta in un substrato roccioso, facendo distinzione tra pali propriamente detti e pozzi.

Nel caso di pali incassati nella roccia vengono esaminate le modalità di trasferimento di carico dalla punta alla aderenza mobilitata lungo la superficie laterale e vengono altresì forniti diagrammi che consentono di valutare le due aliquote citate. Nella fattispecie viene anche riportato un recente metodo di calcolo della capacità portante dei pali che in base a procedimenti iterativi consente di definire l'intera aliquota di resistenza dovuta all'aderenza.

Detto metodo consente inoltre di dare una stima attendibile dei cedimenti, calcolandoli come somma di aliquote delle varie componenti di carico.

Un cenno viene quindi fatto circa le formule analitiche in uso per la valutazione dei cedimenti sia nel caso di fondazioni superficiali che profonde.

1. Premessa

Fino ad oggi l'interesse per lo studio della capacità portante e dei cedimenti di fondazioni su roccia è stato piuttosto scarso e ciò in quanto l'ingegneria delle fondazioni è considerata normalmente un'importante applicazione della Meccanica del Terreno e soltanto un'applicazione minore della Meccanica delle Rocce.

Del resto, la constatazione di dati di fatto concreti, quale ad esempio la circostanza che la resistenza a compressione di rocce compatte come il calcare e il granito supera quella di un calcestruzzo moderno, ha senz'altro fatto sì che gli studi sulle metodologie di calcolo della capacità portante e dei cedimenti di fondazioni su roccia venissero considerati di scarso interesse.

In pratica però, masse di rocce compatte esenti da zone alterate, fessure o altri difetti si incontrano raramente. Spesso accade che l'esistenza e l'ubicazione di difetti specifici rimangono sconosciuti fino al momento in cui la roccia è interessata da scavi o finché si mani-

festano comportamenti inaspettati delle fondazioni.

Nella figura 1 si riportano dei casi in cui la roccia base dovrà essere esaminata attentamente se sarà interessata da fondazioni. Il caso « a » mostra la condizione ideale per usare la roccia come fondazione preferendola all'appoggio sul terreno sovrastante. Nella roccia alterata (caso b) e nei calcari carsificati (caso c) la superficie del fondo roccioso può essere indefinibile e le proprietà della roccia possono variare ampiamente entro brevi distanze verticali o orizzontali rendendo difficoltoso l'accertamento delle caratteristiche meccaniche della roccia di fondazione e del carico ammissibile. In particolare, nel caso di calcari carsificati (caso c) il substrato roccioso può celare la presenza di grotte, strati di argilla e detriti di origine clastica e chimica di qualità non prevedibile. Nel caso « a » i problemi possono sorgere ove gli strati resistenti non abbiano la necessaria rigidità flessionale complicando perciò i procedimenti di infissione di pali o di trivellazioni. La presenza di faglie (caso e) complica l'interpretazione delle profondità degli strati portanti i carichi. La roccia altamente fratturata, visibile nel caso « f », comporta una notevole riduzione della capacità portante. Altri

* C. CHERUBINI, C. I. GIASI, F. P. RAMUNNI, Istituto di Geologia Applicata e Geotecnica. Facoltà d'Ingegneria, Università degli Studi di Bari.

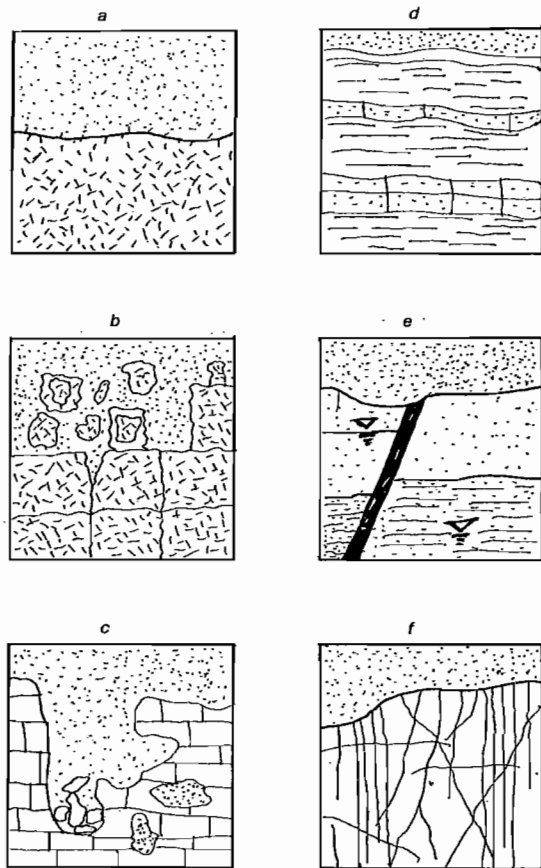


Fig. 1. - Tipologia del substrato roccioso [GOODMAN, 1980]:
 a) Terreno su roccia integra; b) Granito decomposto; c) Calcarei carsificati; d) Ammasso costituito da strati litoidi intercalati da terreno residuale; e) Terreno su faglia in roccia; f) Roccia altamente fratturata.

tipi di problemi di fondazioni si verificano nelle rocce contenenti minerali instabili o espansivi.

Studiata geologicamente l'area interessata dalle fondazioni, la scelta della tipologia e delle dimensioni delle stesse scaturirà dalla valutazione dei termini:

- a) capacità portante;
- b) cedimenti.

In questo lavoro compilativo si intendono esaminare alcune metodologie di calcolo utili nel caso di problemi di fondazioni superficiali e profonde in ammassi rocciosi.

2. Fondazioni superficiali

Con l'eccezione di alcune rocce porose, la resistenza della roccia base in situ è probabilmente dello stesso ordine di grandezza di quella del calcestruzzo di fondazione. Ciò non è vero ovviamente se la roccia non è integra. La pre-

senza frequente di serie di fessure può aumentare drasticamente la compressibilità delle masse rocciose che è in stretta relazione con la suddivisione e la dimensione delle fessure sia se esse sono strette o aperte e sia se esse sono riempite e ricoperte con sedimenti più compressibili.

Per tener conto della possibilità che la roccia non sia integra, è pratica comune usare coefficienti di sicurezza elevati (ad esempio da 6 a 10 rispetto alla resistenza a compressione uniassiale q_u) e, nel caso di semplice contatto fra calcestruzzo e roccia, di usare non più della resistenza a compressione del calcestruzzo come capacità portante della roccia [BOWLES, 1977].

In generale la capacità portante si esprime come:

$$q_o = Cq_u \quad (1)$$

ove C può essere solitamente dell'ordine di 0,2-0,3.

In molte località dove un substrato di roccia può essere raggiunto mediante scavi, la pressione ammissibile viene specificata dalle norme. In seguito verranno riportate alcune di esse.

La pressione ammissibile in una fondazione è la pressione massima applicabile sulla superficie rocciosa compatibilmente con i cedimenti, con l'equilibrio limite e con i valori di sforzo ammissibile nel calcestruzzo. La meccanica della rottura per superamento della capacità portante di masse rocciose omogenee di grossa estensione, dovrebbe essere simile a quella dei terreni perché i loro cerchi di Mohr sono simili. Durante la rottura in ammassi rocciosi a tensioni di contenimento basse, si verifica un calo di resistenza dopo la rottura chiamato rottura fragile. Si deduce, quindi [SOWERS e SOWERS, 1970], che la capacità portante della roccia dipende dal taglio locale e dagli schiacciamenti che si verificano lungo il perimetro dell'area caricata. Ciò fu confermato dagli stessi autori tramite prove su modelli.

Nel caso di roccia omogenea e nell'ipotesi di validità del criterio di rottura di Mohr-Coulomb, la capacità portante si ricava in base all'equazione di Terzaghi-Meyerhof:

$$q_o = \gamma B/2 N_\gamma + c'N_c + q' N_q \quad (2)$$

in cui N_γ , N_c e N_q sono i fattori di capacità portante, γ il peso specifico del materiale, B la lunghezza della fondazione.

Negli ultimi anni sono state proposte molte formule più o meno approssimate per il calcolo della capacità portante nel caso di un materiale plastico ideale alla Coulomb [COATES and GYENGE, 1966; SOWERS and SOWERS, 1979].

Se il comportamento della roccia al di sotto della fondazione è di tipo fragile, DAVIS e BOOKER [1974] hanno proposto un'espressione per il calcolo della capacità portante basata sull'esame del comportamento sotto carico del materiale posto in un contenitore, secondo lo schema proposto da BELL [1915], partendo dall'assunzione che nell'istante che precede il superamento della capacità portante il materiale al di sotto della fondazione si trovi in condizioni di resistenza residua, che tutta la coesione sia stata distrutta e che l'angolo d'attrito sia lo stesso di un materiale intatto. Su queste ipotesi la relazione proposta è:

$$q_0 = 2c \tan^2(45 + \phi/2) \quad (3)$$

Se la roccia è interessata da giunti, il meccanismo di rottura potenziale dipende dalle dimensioni dell'area caricata, dalla distanza e dall'apertura dei giunti nonché dall'ubicazione del carico, così come viene schematizzato in figura 2. Nel primo caso (fig. 2 a e b) la distanza fra i giunti S è una frazione della lunghezza della fondazione B ; se i giunti sono aperti (caso a) la fondazione è sostenuta da pilastri di roccia che si comportano sostanzialmente come se fossero isolati e la capacità portante limite

si avvicina alla somma delle resistenze e compressione semplice dei pilastri di roccia; tuttavia la capacità portante complessiva è sempre minore della somma delle resistenze dei singoli « pilastri » perché non tutti hanno la stessa rigidità; alcuni di essi cederanno prima che altri raggiungano la loro capacità limite. Se i giunti sono chiusi (caso b in fig. 2), così che le tensioni vengono trasmesse attraverso di essi senza spostamenti, il meccanismo di rottura è essenzialmente quello descritto dall'analisi di Bell-Terzaghi [SOWERS e SOWERS, 1970].

Se la distanza fra i giunti è molto più grande della larghezza di fondazione ($S > B$, Fig. 2 c), la zona a forma di cuneo che si forma sotto la fondazione può fendere il blocco di roccia sottostante.

Questa condizione è stata analizzata in primo luogo da MEYERHOF [1955] e approfondita da BISHNOI [1968].

Nell'ipotesi che il carico sia centrato tutto sul blocco di roccia compreso tra due giunti e che attraverso i giunti venga trasmessa solo una frazione trascurabile di pressione, la capacità portante può essere espressa come segue:

$$q_0 = c N_{cr} J \quad (4)$$

I valori di N_{cr} derivano dallo studio di modelli portati a rottura e dipendono dal rapporto S/B e dall'angolo d'attrito interno; nel caso di fondazioni circolari vengono riportati nella fig. 3. Per fondazioni quadrate i valori sono

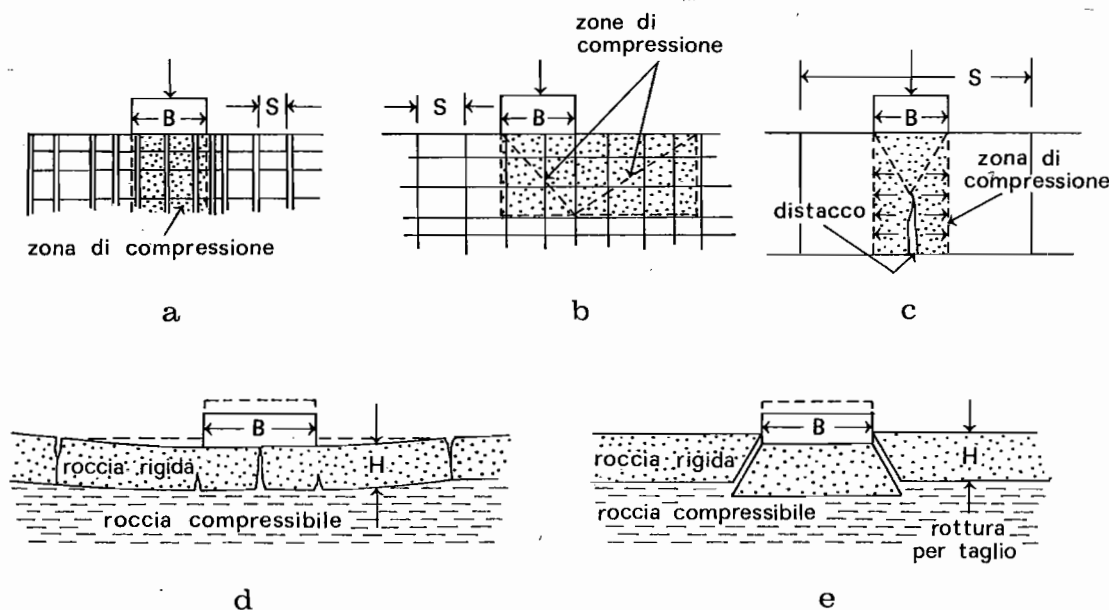


Fig. 2. - Meccanismi di rottura in rocce interessate da giunti nel caso di carichi indotti da fondazioni superficiali [SOWERS e SOWERS, 1970].

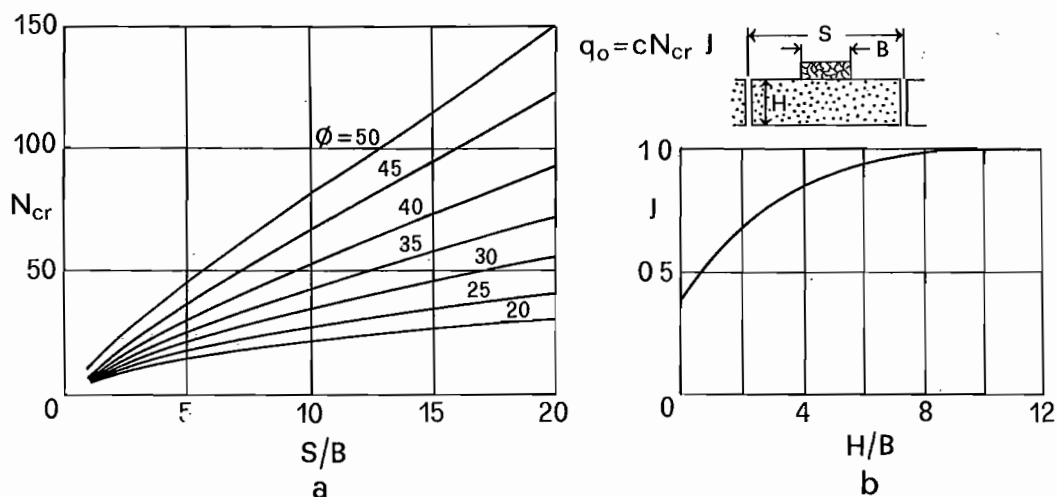


Fig. 3. - a) Fattori di capacità portante per fondazioni circolari poggianti su roccia fessurata con $S/B > 1$ e $H/B > 8$; b) Fattore di correzione J per tener conto dello spessore H dello strato [SOWERS e SOWERS, 1970]

l'85% di quelli relativi a fondazioni circolari. Circa il fattore J , esso tiene conto dell'effetto dello spessore dello strato superiore (per $H/B = 8$, $J = 10$; per $H/B = 1$, $J = 1/2$ approssimativamente).

Per quanto riguarda invece il valore c , una precisazione va fatta poiché nel caso di mezzo roccioso la presenza delle discontinuità in esso presenti porta a misurare valori in situ di c (c_m) diversi da quelli misurati in laboratorio (c_e).

Partendo dalla relazione proposta da FISSENKO [1961], MANEV e AVRAMOVA-TACHEVA [1970], in base ad elaborazioni statistiche, hanno posto in relazione il numero (i) di fratture presenti in un metro di perforazione con il rapporto tra la coesione sperimentale (c_e) alla scala del campione e quella in situ (c_m):

$$\frac{c_m}{c_e} = 0,114 e^{-0,48(i-2)} + 0,02$$

Quando la formazione rocciosa è costituita da un esteso strato di roccia dura e compatta su uno strato di terreno molle comprimibile, si possono verificare due forme di cedimento che dipendono dai rapporti H/B e S/B e dalla rigidità flessionale dello strato di roccia. Se il rapporto H/B è grande e la rigidità flessionale è piccola, il cedimento della roccia avviene per flessione (figura 2d).

Se il rapporto H/B è piccolo, è più probabile che si abbia un fenomeno di punzonamento (fig. 2e). Anche una fondazione su una cavità rocciosa cede per flessione o punzonamento e

potrebbe essere analizzata approssimativamente attraverso questi meccanismi.

Il fattore più importante, ma sconosciuto, è in entrambi i casi l'ubicazione dei giunti verticali ed i loro effetti sui cedimenti.

Circa i meccanismi di rottura, ulteriori aspetti sono rappresentati in figura 4 [LADANYI, 1972]. La resistenza della roccia fessurata sotto la fondazione è descritta dall'involuppo di

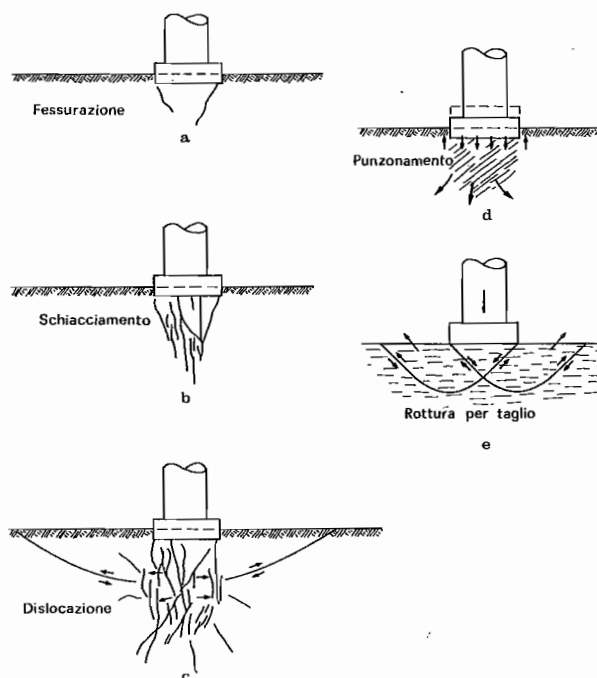


Fig. 4. - Ulteriori aspetti del meccanismo di rottura di un ammasso roccioso sollecitato da una fondazione superficiale [GOODMAN, 1980]: a, b, c) Sviluppo della rottura attraverso la propagazione di fessure e lo schiacciamento della roccia; d) Punzonamento per collasso dei vuoti; e) Rottura per taglio.

rottura più basso mostrato nella figura 5, mentre la resistenza della roccia circostante meno fratturata, è descritta dalla curva superiore nella stessa figura. La pressione di contenimento massima che può essere mobilizzata per sostenere la roccia sotto la fondazione (zona I in Fig 5) è P_h , ed è determinata come la resistenza a compressione uniassiale della roccia adiacente (zona II in Fig. 5). Questa pressione determina il limite più basso della tangente al cerchio di Mohr dell'involuppo di rottura della roccia fratturata sotto la fondazione. Prove di compressione triassiali sulla roccia rotta possono definire il secondo involuppo di rottura. La condizione della roccia circostante la fondazione può essere rappresentata dall'involuppo corrispondente alle resistenze massime di provini nei quali tutte le fratture vengono strettamente ravvicinate fra loro e tenute insieme con nastro prima della prova. La condizione della roccia sotto la fondazione può essere descritta dall'involuppo corrispondente alla resistenza residua di tali provini. L'analisi della figura 5 ci porta alla conclusione che la capacità portante di una massa rocciosa omogenea e discontinua non può essere minore della resistenza a compressione uniassiale della massa rocciosa circostante la fondazione, e ciò può essere preso come condizione limite inferiore.

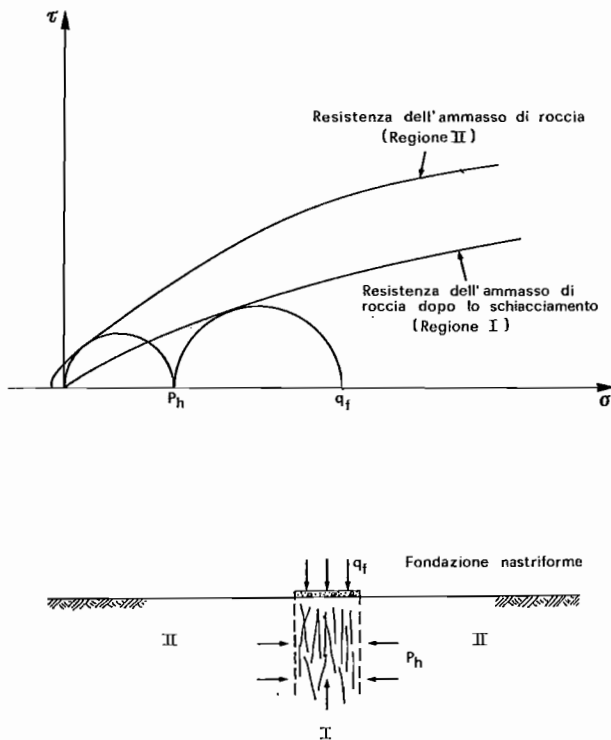


Fig. 5. - Analisi della capacità portante [GOODMAN, 1980].

Se la massa rocciosa ha un angolo costante di attrito interno ϕ e resistenza a compressione uniassiale q_u (materiale alla Mohr-Coulomb) il metodo che si rifà alla figura 5 calcola la capacità portante come:

$$q_o = q_u (N\phi + 1) \quad (5)$$

dove:

$$N\phi = \text{tg}^2 (45 + \phi/2) \quad (6)$$

Nel caso di una massa rocciosa con giunti nella quale lo sforzo laterale trasmesso è nullo, BISHNOI [1968] propone l'equazione:

$$q_o = q_u \{ 1/(N\phi - 1) [N\phi (S/B)^{N\phi - 1/N\phi} - 1] \} \quad (7)$$

Paragonando i risultati di calcoli svolti in base alle equazioni (5) e (7), si rileva che le fessure aperte riducono la capacità portante soltanto quando il rapporto S/B è compreso nell'intervallo $1 \div 5$.

Per determinare le pressioni ammissibili in una fondazione su roccia, non è consentito usare la capacità portante così calcolata e persino determinata da prova di carico in situ, in quanto ci sono elementi di incertezza legati all'esatta valutazione delle proprietà e del comportamento della roccia, alla localizzazione delle discontinuità, agli effetti di scala ecc. MADHAV e RAMA KRISHNA [1980] analizzano e quantificano gli effetti della variabilità di questi parametri sulla valutazione sia della capacità portante che dei cedimenti mediante l'uso di due modelli probabilistici per il cui studio più attento si rimanda al lavoro originale.

In ogni caso, occorre constatare che persino con un coefficiente di sicurezza pari a 5, le pressioni ammissibili calcolate tendono ad essere più alte dei valori previsti dalle norme.

In generale le pressioni ammissibili sulla roccia sono spesso specificate da vari codici di costruzione autorizzati, per lo più basati o sulla descrizione della roccia o sui valori della resistenza o compressione uniassiale q_u .

Nella tabella I vengono riportati i valori delle pressioni ammissibili consigliati da varie norme statunitensi in uso, indicate rispettivamente:

- A = BUILDING OFFICIALS CONFERENCE OF AMERICA (1968)
- B = NATIONAL BUILDING CODE (1967)
- C = UNIFORM BUILDING CODE (1964)
- D = LOS ANGELES CODE (1959)

TABELLA I

Pressioni ammissibili sulle rocce consigliate da varie norme di costruzione [PECK, HANSON e THORNBURN, 1974].

LITOTIPO	Norme (MPa)			
	A	B	C	D
Rocchia massiccia in posto (graniti, dioriti, gneiss e calcari)	10,72	10,72	0,2 q _u *	1,07
Rocce laminate (scisti e ardesie in buone condizioni)	4,28	4,28	»	0,43
Calcari stratificati in buone condizioni	4,28	1,6	»	0,43
Rocce sedimentarie includenti argilloscisti duri ed arenarie	2,67	1,6	»	0,32
Rocce debolmente resistenti in posto e degradate (esclusi gli scisti) e calcare degradato)	1,07		»	
Argilloscisti soffici	0,43		»	

* q_u è la resistenza a compressione uniassiale.

Nella tabella II si riportano i valori delle pressioni ammissibili per alcune tipiche varietà di rocce non alterate, come sono consigliati dal British Standard.

TABELLA II

Pressioni ammissibili sulle rocce secondo il « British Practice GP 2004 ».

LITOTIPO	Press. ammissibile (10 ² kPa)
Rocce ignee, gneiss in buono stato	98,1
Calcari compatti ed arenarie dure	39,2
Scisti ed arenarie	29,4
Scisti argillosi, lutiti ed arenarie soffici	19,6
Argilla scistosa	9,8
Gesso duro e solido	5,9
Calcari leggermente stratificati ed arenarie, rocce fortemente fratturate	da valutare dopo ispezione

TABELLA III

Pressioni ammissibili sulle rocce secondo gli « Standard Cecoslovacchi ».

ORIGINE DELLE ROCCE		RESISTENZA MINIMA ALLA COMPRESSIONE (MPa)	Spaziatura dei giunti o della stratificazione		
IGNEA O METAMORFICA	SEDIMENTARIA		STRETTA	MEDIA	LARGA
			Lunghezza dei blocchi al rilassamento in cm		
			maggiore di 25	da 6 a 25	minore di 6
INALTERATA	INALTERATA	60	6	4	2
DEBOLMENTE ALTERATA	DEBOLMENTE ALTERATA (Strati maggiori di 25 cm)	15	2	1	0,6
	NON ALTERATA (Strati da 5 a 25 cm)				
ALTERATA	ALTERATA (Strati maggiori di 25 cm)		1	0,6	0,4
	DEBOLMENTE ALTERATA (Strati da 5 a 25 cm)				
	NON ALTERATA (Strati minori di 5 cm)				
COMPLETAMENTE DISGREGATA	ALTERATA (Strati da 5 a 25 cm)			0,4	0,3
	DEBOLMENTE ALTERATA (Strati minori di 5 cm)				
ROCCE MOLTO TENERE					
NON ALTERATE, INDURITE		10-2	0,4-0,6		
DEBOLMENTE ALTERATE, MODERATAMENTE INDURITE		2-1	0,3-0,4		
ALTERATE, DEBOLMENTE INDURITE		1-0,3	0,2-0,3		

NOTA: La classifica delle rocce è fatta in base alla resistenza a compressione semplice, su provini cubici saturi di 5 cm di lato. La resistenza delle rocce molto tenere può essere determinata con campioni irregolari.

I valori della capacità portante ammissibile q_0 delle rocce secondo gli standards cecoslovacchi sono riportate in Tab. III [BAZANT, 1979]. Tali valori applicabili a strutture normali ed in situazioni geologiche semplici sono stati determinati per una profondità di fondazione pari a 1 m. Se la profondità è maggiore, è necessario aggiungere al valore tabulato l'incremento:

$$\Delta q = 2,5 \gamma (D-1)$$

dove γ è il peso di volume del terreno ed è in KN/m^3 , D è la profondità della fondazione in metri e Δq è ovviamente in KN/m^2 .

Se la profondità è minore, cioè tra 0,5 e 1,0 m il valore di q_0 viene ridotto moltiplicandolo per il fattore:

$$I = 0,5 + \frac{D}{2}$$

Nel caso in cui le rocce presentino fessure strette (non più larghe del centimetro) la compressibilità dipende dal valore del RQD (Recupero Percentuale Modificato).

Nella tabella IV si riportano i valori della pressione di contatto ammissibile per rocce fessurate sulla base del loro RQD.

Il valore di RQD utilizzato in tabella IV è il valore medio al di sotto del piano di fondazione per una profondità uguale alla larghezza della fondazione stessa, purché RQD abbia andamento uniforme a questa profondità.

Se la parte superiore della roccia per una profondità di circa $B/4$ è di pessima qualità, o si considera il valore del RQD riferito ad esso oppure bisogna asportarla.

Se il valore riportato supera q_u (resistenza a compressione uniassiale di campioni intatti di roccia) si consiglia di usare q_u come capacità portante.

TABELLA IV

Pressioni ammissibili su rocce fessurate in funzione dello RQD [GIODA, 1981].

R Q D	Pressione ammissibile (MPa)
100%	29,4
90%	19,6
75%	11,8
50%	6,3
25%	2,9
0%	1

3. Fondazioni profonde in roccia

Quando le pressioni ammissibili dei terreni superficiali sono basse, può risultare conveniente trasmettere i carichi strutturali alla roccia base per mezzo di pali o pozzi (Fig. 6). Quando il getto di calcestruzzo viene a contatto con la superficie interna della roccia perforata, si sviluppa lungo il contatto un'aderenza che può sopportare sforzi taglianti fino alla massima resistenza a taglio della roccia o del calcestruzzo, a seconda di quale delle due sia la più bassa.

Per progettare una fondazione profonda, è necessario considerare come il carico sarà distribuito fra l'attrito delle pareti laterali del palo e la capacità portante di punta. La scelta della lunghezza e del diametro della fondazione devono essere svolte in modo tale da ottenere un bilanciamento ottimale fra le due quantità così che né gli sforzi sopportati per attrito laterale, né la capacità portante di punta siano eccessivi.

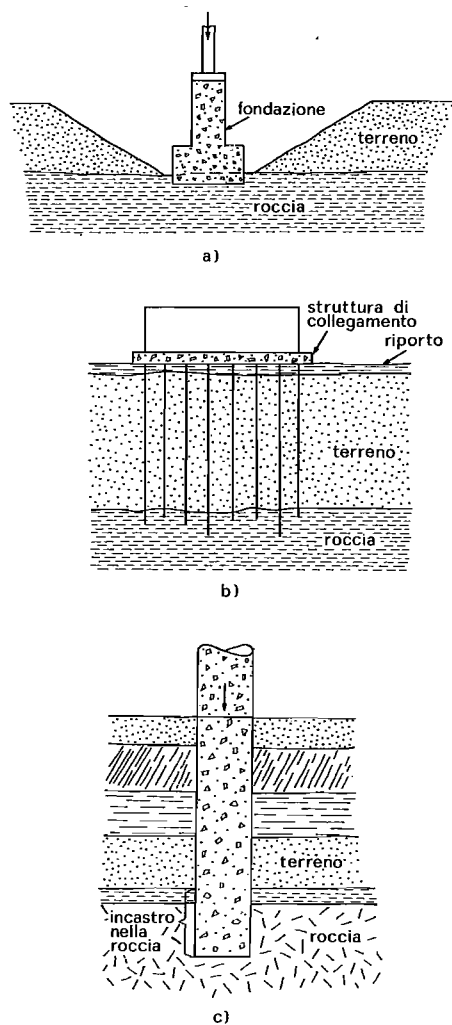


Fig. 6. - Tipi di fondazioni su roccia [GOODMAN, 1980]: a) Fondazione superficiale poggianti su roccia; b) Pali incastrati di punta nella roccia; c) Pozzo incastrato nella roccia.

Nella fase operativa, supponendo che la rigidità della testa del palo limiti le deformazioni conseguenti ai momenti che si generano a causa dell'asse del palo, la « capacità portante ultima strutturale » del palo stesso V_s può essere espressa come [JOHNSON e KAVANAGH, 1968]:

$$V_s = \Psi P \quad (8)$$

dove P è la resistenza massima di un pilastro sottoposto a compressione semplice, così come specificato dai regolamenti sul calcestruzzo, mentre con Ψ si indica un fattore di riduzione delle capacità del palo che varia secondo i differenti tipi di palo e tiene conto delle incertezze e delle imprecisioni proprie nella costruzione dei pali e delle distorsioni degli assi del palo.

I fattori di riduzione della capacità dei pali Ψ proposti dai già citati Johnson e Kavanagh sono riassunti nella tabella V.

Il fattore di riduzione della capacità portante del palo generalmente ha un valore inferiore all'unità ad eccezione di pali corti in calcestruzzo prefabbricati di bassa capacità portante e dei pali rivestiti. Il fatto che per pali rivestiti si abbia $\Psi = 1$ può essere spiegato con la circostanza che si può controllare la loro distorsione e verticalità e quindi calcolare gli effetti di questi fattori.

TABELLA V

Fattori di riduzione Ψ della capacità portante strutturale dei pali [da JOHNSON e KAVANAGH, 1968].

TIPO DI PALO	Ψ
Pali di legno corti, pali ad attrito di bassa capacità portante.	0,77-0,83
Pali di legno lunghi, pali che lavorano di punta di alta capacità portante.	0,50-0,67
Pali corti di calcestruzzo prefabbricati, pali di bassa capacità portante.	1
Pali lunghi di calcestruzzo prefabbricati, pali di alta capacità portante.	0,77
Pali di calcestruzzo gettati in posto, pali Franki senza camicia.	0,67-0,77
Pali di calcestruzzo gettati in posto, pali Raymond incamiciati con momento dovuto alla distorsione.	1
Pali di calcestruzzo forati, in terreno asciutto (secondo Bazant).	0,6 -0,75
Pali brevi ad H in acciaio, pali ad attrito di bassa capacità portante.	0,77-0,85
Pali lunghi ad H in acciaio, pali che lavorano di punta di alta capacità portante.	0,50-0,67
Pali di acciaio cilindrici e quadrati.	0,77-0,85

Nel caso di pozzi in cui si voglia tener conto delle condizioni in cui viene eseguito il getto, poiché la capacità portante ultima della roccia è generalmente più grande di quella strutturale del pozzo, quest'ultima si calcola sempre mediante l'equazione 8, dando ai fattori di capacità portante i seguenti valori:

$$\Psi = 0,25 \text{ getto in acqua e fango}$$

$$\Psi = 0,3 \text{ foro asciutto}$$

$$\Psi = 0,40 \text{ foro rivestito}$$

Di conseguenza, indicando con A_p l'area della sezione del palo e f'_c il valore ammissibile della tensione a compressione nel calcestruzzo, considerando trascurabile l'effetto dell'armatura, si calcola:

$$V_s = \Psi A_p f'_c \quad (9)$$

In questo caso, non si considera l'effetto della riduzione di capacità lungo la parete laterale poiché si suppone che il pozzo lavori di punta; d'altra parte il carico che agisce sul pozzo diminuisce con la profondità a causa della componente laterale di attrito mobilizzata durante la compressione del palo stesso.

Per la compressione di pali snelli, il carico alla base del palo P_{punta} spesso è considerevolmente minore del valore del carico in testa, proprio per la componente di attrito mobilitato [POULOS e MATTES, 1969].

Con riferimento alla figura 7a e 7b, avendo indicato in D/d il rapporto tra la lunghezza del palo e il suo diametro, l'aliquota di carico alla base è data da:

$$\beta = \frac{P_{\text{punta}}}{P_{\text{totale}}} \quad (10)$$

dove P_{punta} è il carico alla base e P_{totale} è il carico in testa al pozzo.

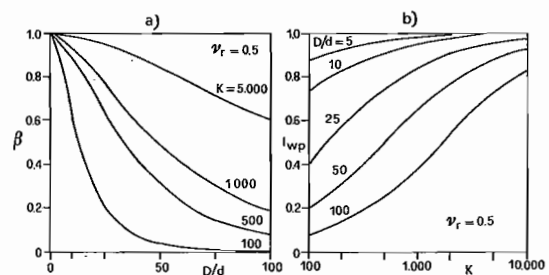


Fig. 7. - Carico portante alla punta di pali infissi nella roccia [BAZANT, 1979]: a) Aliquota di carico alla base β ; b) Fattore d'influenza I_{wp} per il cedimento immediato.

Il fattore di rigidità del pozzo è dato da:

$$K = \frac{E_c R_a}{E_r} \quad (11)$$

dove E_c è il modulo di Young del materiale costituente il pozzo, E_r il modulo di deformazione del terreno che circonda lo stesso, R_a il rapporto dell'area della sezione del pozzo rispetto all'intera area interna dello stesso (per pozzi pieni $R_a = 1$). Per pozzi pieni di calcestruzzo, il fattore di rigidità K varia con E_c ed il suo valore medio è 6000 per argilla molle, 2000 per argilla mediamente consistente, 600 per argilla molto dura, 1500 per sabbia sciolta e 300 per sabbia densa.

La pressione portante alla base non deve superare la capacità portante della roccia q_0 , i cui valori approssimativi per rocce suddivise in blocchi da giunti e fessure sono riportati in tabella III.

La capacità portante cresce quando una fondazione è incassata. Un'eccezione può essere costituita dalla rottura per punzonamento causata dal collasso di vuoti o dalla chiusura dei giunti.

PECK, HANSON e THORNBURN (Lav. cit.) affermano che tale incremento non va comunque assegnato in quanto la capacità portante di un pozzo o di un palo è governata sostanzialmente dalla compressibilità della roccia più che da problemi di superamento della resistenza a taglio.

Nel caso in cui un palo è fondato nella roccia base, è conveniente trascurare l'aliquota di carico assunto dall'attrito laterale ed assumere che l'intera pressione P_{totale} , agente alla testa del palo agisca totalmente alla sua base insieme al peso proprio del palo.

Tuttavia, in pratica quando un palo è incassato nella roccia per una profondità pari ad alcune volte il valore del suo raggio, un'aliquota considerevole di carico è trasferito al perimetro.

Le modalità di trasferimento di carico di un palo incassato nella roccia, nell'ipotesi in cui l'aderenza tra il palo e il terreno non supera il valore limite, possono essere esaminate in base all'analisi degli elementi finiti di un sistema elastico assialsimmetrico così come proposto da OSTERBERG e GILL [1973].

La figura 8b presenta una famiglia di curve esprimenti il rapporto P_{punta}/P_{totale} come dedotto

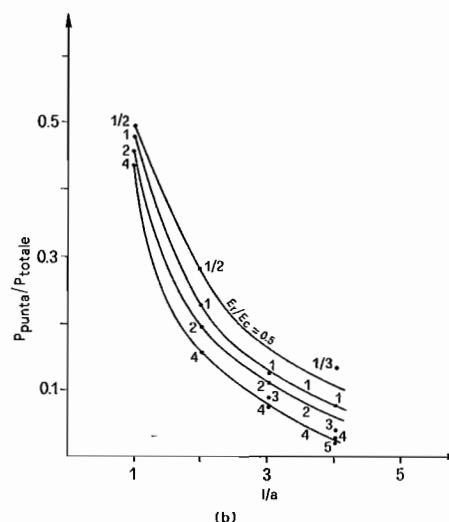
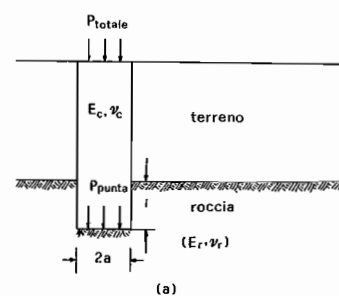


Fig. 8. - Trasferimento di carico in un pozzo incastrato in roccia: a) Simbologia; b) Famiglie di curve esprimenti il rapporto P_{punta} / P_{totale} i dati di trasferimento di carico sono stati calcolati da OSTERBERG e GILL [1973] per i valori indicati di E_r/E_c . Le curve sono state ricavate da LADANYI [1977].

dai risultati di OSTERBERG e GILL [1973] e da LADANYI [1977]. Si noti che ad un rapporto di incasso l/a maggiore di 4 (Fig. 8a), la pressione portante alla punta del palo in roccia dura è meno di $1/8$ della pressione applicata alla testa del palo stesso.

In fase di progetto si può scegliere di far portare un'aliquota maggiore di carico mediante l'attrito laterale del pozzo o palo soltanto se si è sicuri che i cedimenti che si avranno durante la sua costruzione non supereranno quelli richiesti per la sua completa mobilitazione. Infatti, se il carico supera quello corrispondente al picco dell'adesione mobilizzata, un'aliquota di carico sempre maggiore verrà portata dalla sua base.

Sulla base di valide osservazioni sul comportamento in situ è consigliabile assumere come valore ammissibile di aderenza il più piccolo fra $0,05 f'_c$ (essendo f'_c la tensione limite di compressione del calcestruzzo del palo) o di $0,05 q_0$ mentre nel caso di rocce altamente fratturate è consigliabile non superare i valori ammissibili di aderenza da 75 a 150 KN/m^2 .

Esaminiamo il caso limite in cui si supera l'adesione lungo le pareti. La figura 8b riporta in diagramma il trasferimento di carico in campo elastico; l'andamento delle curve dovrebbe avvicinarsi ai valori corrispondenti ad un contatto funzionante ad attrito solo dopo che l'adesione viene superata e ciò può verificarsi in seguito all'applicazione di un carico superiore a quello limite o nel caso in cui venga usato un metodo di costruzione che consenta soltanto lo sviluppo di un'aderenza minima come nel caso di pali prefabbricati posti in fori trivellati. Assumendo che il coefficiente d'attrito laterale sia zero fra il palo e il terreno e abbia un valore costante μ sulla parete dell'incavo nella roccia, lo sforzo verticale P_y nel palo ad una profondità y al di sotto dell'estradosso dell'ammasso roccioso è:

$$P_y = P_{\text{totale}} e^{-\{ [2 \nu_c l / (1 - \nu_c + (1 + \nu_r) E_c / E_r)] (y/a) \}} \quad (13)$$

dove gli indici c ed r stanno a significare rispettivamente calcestruzzo e roccia e P_{totale} è la pressione applicata alla testa del palo.

Se la profondità (l) dell'incavo è posta in luogo di y , allora P_l è pari alla pressione di punta (P_{punta}). Per ricondurci ai risultati dell'analisi elastica nell'ipotesi che calcestruzzo e roccia siano perfettamente a contatto fra loro, nell'equazione 13 vanno posti valori elevati di μ . La resistenza di legame può essere determinata con un'opportuna prova di sfilamento o da una prova di compressione con uno strato compressibile posizionato alla punta del palo per eliminare la resistenza di punta.

Nel caso di rocce tipo scisti argillosi alterati che tendono a rompersi per taglio piuttosto che per compressione, la resistenza sviluppata lungo le pareti del palo (τ_{leg}) è dovuta all'aderenza e si determina in base alla resistenza a taglio non drenata (S_u):

$$\tau_{\text{leg}} = \alpha S_u \quad (14)$$

Riscrivendo in termini di q_u e \emptyset si ha:

$$\tau_{\text{leg}} = q_u [\alpha / 2 \text{tg} (45 + \emptyset / 2)] \quad (15)$$

Generalmente i valori di α variano da 0,3 a 0,9 ma possono essere considerevolmente più elevati se la superficie è resa scabra artificialmente [KENNEY, 1977]. Nelle rocce compatte il termine τ_{leg} può essere approssimato alla resistenza a trazione della roccia e del calcestruzzo.

Un valore cautelativo nelle rocce dure è quindi:

$$\tau_{\text{leg}} = q_u / 20 \quad (16)$$

in cui q_u è la resistenza a compressione uniaxiale di campioni di laboratorio. La resistenza a taglio disponibile (τ_{amm}) deve essere minore di τ_{leg} sia nel calcestruzzo e sia nella roccia.

Un metodo di progetto, che tiene conto dell'intera resistenza dovuta all'aderenza che si sviluppa per una lunghezza d'incasso sufficiente a ridurre le pressioni di punta a valori accettabili, è stato proposto da LADANYI [1977]. Stabiliti i valori della pressione ammissibile, della resistenza a taglio e del carico totale verticale F_{totale} alla testa del palo, il metodo si sviluppa iterativamente nelle fasi seguenti:

a) si assuma un valore della resistenza massima dovuta all'aderenza lungo le pareti d'incasso in roccia (τ_{amm});

b) si scelga un raggio (a) del palo. Esso può essere scelto in relazione ai carichi ammissibili nel calcestruzzo;

c) si trascuri le capacità portante alla punta e si calcoli la lunghezza massima (l_{max}) dell'incasso nella roccia in base alla:

$$l_{\text{max}} = F_{\text{totale}} / (2\pi a \tau_{\text{amm}})$$

d) si scelga un valore l_1 minore di l_{max} ed in corrispondenza del rapporto l_1/a si determini $P_{\text{punta}}/P_{\text{totale}}$ dalla figura 8b. Alternativamente, in corrispondenza di un più basso valore dello sforzo di legame, si scelga un valore di μ e si calcoli $P_{\text{punta}}/P_{\text{totale}}$ dall'equazione 13 con $y = l_1$;

e) si calcoli $P_{\text{punta}} = (F_{\text{totale}}/\pi a^2) \cdot (P_{\text{punta}}/P_{\text{totale}})$;

f) si confronti P_{punta} con la capacità portante ammissibile (q_0) propria del materiale alla profondità l_1 con il relativo rapporto di incasso l_1/a (Eq. 24);

g) si calcoli $\tau = (1 - P_{\text{punta}}/P_{\text{totale}}) \cdot (F_{\text{totale}}/2\pi a l_1)$;

h) si confronti τ con τ_{amm} ;

i) si ripeta con l_2 ed a , fino a che $\tau = \tau_{\text{amm}}$ e $P_{\text{punta}} \leq q_0$.

Se viene usato un basso coefficiente di sicurezza per l'aliquota di resistenza dovuta all'aderenza, sarà necessario usare un più alto coefficiente di sicurezza per la resistenza di punta per assicurare cedimenti compatibili.

4. Cedimenti

Nel caso di fondazioni superficiali, il più semplice punto di partenza è la classica equazione che fornisce il cedimento S di una fondazione circolare uniformemente caricata di raggio r in un semispazio elastico:

$$S = q \frac{r}{E_r} I_p \quad (17)$$

dove q è la pressione uniforme per unità di superficie, E_r è il modulo di elasticità del materiale sotto la fondazione, I_p è un fattore d'influenza dipendente dal modulo di Poisson ν_r e dalla distanza del punto di applicazione del carico dal centro dell'area caricata; nel punto al di sotto del centro della fondazione $I_p = 2(1 - \nu_r^2)$.

Se l'area di fondazione non è circolare, non uniformemente caricata ed inoltre, come accade per la maggior parte dei materiali, E_r e ν_r variano con la profondità, l'area di carico può essere divisa in piccole aree che possono considerarsi soggette ad un carico puntuale nel loro centro.

Nel caso di materiale elastico gli incrementi di pressione orizzontali $\Delta\sigma_y$ e $\Delta\sigma_x$ a qualsiasi profondità possono essere calcolati usando le classiche equazioni di Boussinesq.

Per sovrapposizione degli effetti si può costruire un profilo degli incrementi di carico sotto qualsiasi punto della fondazione. I cedimenti sotto un particolare punto della fondazione saranno quindi calcolati in base alla:

$$\Sigma [\Delta\sigma_z - \nu_z (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)] \delta_z / E_z \quad (18)$$

dove E_z è il modulo di deformazione della roccia, ν_z è il rapporto tra la deformazione laterale e verticale sull'incremento δ_z di profondità*.

D'altra parte una rapida valutazione dei cedimenti si ottiene eseguendo prove su piastra dalle quali si perviene rapidamente alla loro valutazione. Se la piastra e la fondazione sono caricate con la stessa pressione, si ha:

$$\frac{S_f}{S_p} = \left[\frac{R_f}{R_p} \right]^b \quad (19)$$

dove S è il cedimento, R è il raggio, f e p si riferiscono rispettivamente alla fondazione e alla piastra e il termine b , che è circa pari ad 1, dipende dalle dimensioni della piastra.

Le relazioni ottenute da prove di carico su

piastra possono anche essere utilizzate per la diretta valutazione dei cedimenti, così come mostrano TIMOSHENKO e GOODIER [1951].

Presumendo che la massa rocciosa sia relativamente non fratturata e nell'ipotesi che la roccia sia uno spazio seminfinito, omogeneo, elastico ed isotropo, il carico segue inizialmente una legge carico-cedimenti predicibile dall'equazione:

$$S = C_p (1 - \nu_r^2) a / E_r \quad (20)$$

In questa equazione, relativa ad una prova di carico su piastra di diametro a , p è la pressione sulla piastra, S è lo spostamento medio corretto per la rotazione. Assumendo un valore per ν_r si calcola E_r ; C è una costante dipendente dalle condizioni al contorno: per piastra rigida essa vale $\pi/2$, mentre per piastra flessibile vale 1,70.

Nel caso in cui la prova su piastra venga eseguita con piastra di carico fissata con tirante ancorato al fondo di un foro scavato in un mezzo supposto elastico e con isotropia, SELVADURAI [1980] rileva, fornendo una formulazione matematica valida per il calcolo, la stretta dipendenza del cedimento durante la prova dalla posizione della zona di ancoraggio del tirante e dal grado di anisotropia della massa rocciosa. L'autore fornisce abachi in cui per ogni valore di ν_r , il cedimento S misurato viene posto in relazione alla geometria del carico (eccentricità del carico e profondità dell'ancoraggio), definito che sia il rapporto $N = E_h / E_v$ dove gli indici h e v contraddistinguono i valori del modulo di elasticità rispettivamente nella direzione orizzontale e verticale.

Il cedimento della base di appoggio di un palo [BAZANT, 1979] è dato da:

$$S = I_{wp} \frac{P_{totale} D}{A_p E_c} \quad (21)$$

dove I_{wp} si trova dai diagrammi in Figura 7 in funzione di $K = R_a \frac{E_c}{E_r}$ (22) (fattore di rigi-

dezza del palo), D è la lunghezza del palo, A_p l'area di base e E_c il modulo di Young del materiale del palo, E_r il modulo di deformazione del terreno, R_a il rapporto dell'area della sezione totale del palo rispetto all'area piena.

* I termini « modulo di elasticità » e « modulo di Poisson » non vengono usati deliberatamente trattandosi di materiale non elastico [BELL, 1978].

Nel caso di fondazioni profonde, in riferimento alla figura 9 ed al metodo di Ladanyi precedentemente esposto i cedimenti possono essere calcolati come somma di tre termini:

1) il cedimento della base (S_{base}) dovuto al carico P_{punta} ;

2) l'accorciamento del palo stesso (S_p) conseguente allo sforzo uniforme di compressione pari a P_{totale} ;

3) una correzione ($-\Delta S$) che tiene conto del trasferimento di carico attraverso l'adesione lungo le pareti:

$$S = S_{base} + S_p - \Delta S \quad (23)$$

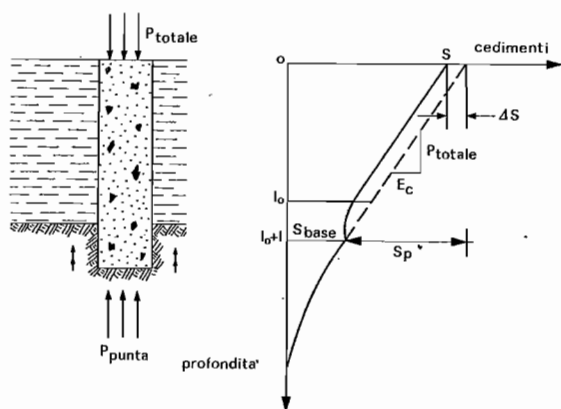


Fig. 9. - Palo incassato in roccia [GOODMAN, 1980]: a) Analisi delle forze agenti su di un palo incassato in roccia; b) Diagramma dei cedimenti dello stesso palo.

POULOS e DAVIS [1968] per esprimere il cedimento (S_{base}) alla punta del palo al di sotto della roccia base (Fig. 9) nell'ipotesi di materiale isotropo, propongono l'espressione:

$$S_{base} = \frac{\pi/2 P_{punta} (1 - \nu_r^2) R}{E_r n} \quad (24)$$

dove P_{punta} è lo sforzo normale alla punta del palo o pozzo; ν_r , E_r sono il modulo di Poisson ed il modulo elastico della roccia, R è il raggio alla punta del palo o pozzo, n è il fattore di profondità e dipende dalla profondità relativa come mostrato in tabella VI.

Nel caso in cui la roccia non possa assimilarsi ad isotropa, S_{base} viene calcolato usando i risultati di KULHAWY & INGRAFFEA [1978], al lavoro dei quali si rimanda per una più approfondita trattazione.

Per il calcolo del secondo termine al secondo membro dell'equazione (23) si utilizza l'espressione:

$$S_p = P_{totale} (l_0 + l) / E_c \quad (25)$$

TABELLA VI

Effetto della profondità di incassamento (l) sugli spostamenti verticali di una piastra rigida secondo l'equazione (21).

1/R	0	2	4	6	8	14
n = 0	1	1,4	2,1	2,2	2,3	2,4
n = 0,3	1	1,6	1,8	1,8	1,9	2,0
n = 0,5	1	1,4	1,6	1,6	1,7	1,8

dove $l_0 + l$ è la lunghezza totale del palo ed l è la lunghezza di incassamento nella roccia ed E_c è il modulo di elasticità del calcestruzzo.

L'ultimo termine al secondo membro dell'equazione (23) infine viene calcolato tramite l'espressione:

$$\Delta S = 1/E_c \int_{l_0}^{l_0 + l} (P_{totale} - P_y) dy \quad (26)$$

Tuttavia, nel caso di pali incassati che per la maggior parte della loro lunghezza attraversano i terreni, la determinazione di questo termine può essere trascurata.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori desiderano ringraziare il Prof. Ing. Vincenzo COTECCHIA per gli assidui suggerimenti ed incoraggiamenti forniti durante la stesura del lavoro.

Un ulteriore ringraziamento va inoltre a Maria Rosaria Paiano per la parte grafica e ad Antonella Lopopolo per la dattilografia.

ELENCO DEI SIMBOLI DELLE PRINCIPALI GRANDEZZE RICHIAMATE NEL TESTO

γ	= peso specifico del materiale
c	= coesione
ϕ	= angolo di attrito
q_0	= capacità portante
q_u	= resistenza a compressione uniassiale
S_u	= resistenza a taglio non drenata
τ_{amm}	= resistenza a taglio ammissibile
τ_{leg}	= resistenza lungo le pareti del palo
μ	= coefficiente d'attrito laterale tra roccia e palo
E_r	= modulo di elasticità della roccia
ν_r	= modulo di Poisson della roccia
E_c	= modulo di elasticità del calcestruzzo
ν_c	= modulo di Poisson del calcestruzzo
f'_c	= tensione ammissibile di compressione per il calcestruzzo
N_c, N_q, N_r	= fattori di capacità portante
V_s	= resistenza strutturale del palo
Ψ	= fattore di riduzione della capacità portante strutturale dei pali

BIBLIOGRAFIA

- BAZANT Z (1979) - *Methods of Foundation Engineering*. Elsevier Scientific Publishing Company.
- BELL F. G. - (1978) - *Foundation Engineering in Difficult Ground*. Newnes Butterworths, London.
- BJERRUM L. (1968) - *Contribution to discussion: European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Wiesbaden, pp. 125-126.
- BISHNOI B. W. (1968) - *Bearing Capacity of Jointed Rock*. Ph. D. Thesis. George Institute of Technology.
- BOWLES J. E. (1977) - *Foundation Analysis and Design*. Mac Graw-Hill, Kogakusha.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION CODE OF PRACTICE 2004 (1972) - *Foundation*.
- CAPPER P. L. and CASSIE W. F. (1969) - *The Mechanics of Engineering Soil*. 5th ed. Chapman and Hall, London.
- COATES D. F. and GYENGE M. (1966) - *Plate Load Testing on Rock for Deformation and Strength Properties*. ASTM, STP 402.
- DAVIS E. H. and BOOKER J. H. (1971) - *The Bearing Capacity of Strip Footings from the Standpoint of Plasticity Theory*. Proc. Ist. Aust. N.Z. Geomechanics Cong., Melbourne, pp. 276-282.
- GIODA G. (1981) - *Meccanica delle rocce*. Clup - Milano.
- GOODMAN R. E. (1980) - *Introduction to Rock Mechanics*. J. Wiley e Sons.
- HOBBS N. B. (1975) - *The Prediction of Settlement of Structures on Rock*. Conference on Settlement of Structures, Cambridge Pentech Press London, pp. 579-610.
- JOHNSON S. M. and KAVANAGH T. C. (1968) - *The Design of Foundation for Buildings*. Mac Graw Hill, New York.
- KENNEY T. C. (1977) - *Factor to be Considered in the Design of Piers Socketed in Rock*. Proceeding Conference on Design and Construction of Deep Foundations, Sudbury, Ontario, Canad. Soc. for C. E.
- KULHAWY F. H. and INGRAFFEA A. (1978) - *Geomechanical Model for Settlement of Long Dams on Discontinuous Rock Masses*. Proceedings International Symposium on Rock Mechanics, related to Dam Foundations, ISRM, Rio de Janeiro, Vol. I, theme III, pp. 115-128.
- LADANYI B. (1972) - *Rock Failure Under Concentrated Loading*. Proceedings 10th Symposium on Rock Mechanics, pp. 363-368.
- LADANYI B. (1977) - *Discussion on « Friction and End Bearing Test on Bedrock for High Capacity Socket Design »*. Canad. Geot. J., vol. nnº 1, pp. 153-156.
- MADHIRA R., MADHAV and KALAVACHARLA S. RAMA KRISHNA (1980) - *A probabilistic Analysis of Settlement of Foundations on Rock*. Proceedings International Conference on Structural Foundations on Rock, Sydney, pp. 173-180.
- MANEV G., AVRAMOVA-TACHEVA E. (1970) - *On the Valuation of Strength and Resistance Condition of the Rocks in Natural Rock Massif*. Proceedings of the Second Congress of the International Society for Rock Mechanics, Beograd, 21-26, September.
- MEYERHOF G. G. (1955) - *The Influence of Roughness of Base and Ground Water on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations*. Geotechnique 6, p. 227.
- OSTERBERG J. O. and GILL S. A. (1973) - *Load Transfer Mechanism for Piers Socketed in Hard Soil Rock*. Proceedings 9th Canadian Symposium on Rock Mechanics, Montreal, pp. 235-262.
- PECK R. B., HANSON W. E., THORNBURN T. H. (1974) - *Foundation Engineering*. 2nd Ed., John Wiley and Sons.
- POULOS H. G. and DAVIS E. H. (1968) - *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*. Wiley, New York.
- POULOS H. G. and MATTES N. S. (1969) - *The Behaviour of Axially Loaded End Bearing Piles*. Geotechnique 19, pp. 285-300.
- SELVADURAI A. P. S. (1980) - *The Elastic Settlement of a Rigid Circular Foundation Anchored to a Transversely Isotropic Rock Mass*. Proceeding International Conference on Structural Foundation on Rock. Sydney pp. 23-28.
- SOWERS G. B., SOWERS G. F.: (1970) - *Introductory Soil Mechanics and Foundation*. Third edition, Macmillan, New York.
- SOWERS G. F. (1962) - *Shallow Foundation*, in Foundation Engineering, Edited by G. Leonards, Mac Graw-Hill, New York, pp. 525-632.
- SOWERS G. F. (1976) - *Mechanism of Subsidence due to Underground Openings*. Trans. Res. Record 612 (TRB), pp. 1-8.
- SOWERS G. F. (1977) - *Foundation Bearing in Weathered Rock*. Rock Eng for Foundations and Slopes, ASCE, vol. 2, pp. 32-42.
- TIMOSHENKO S., GOODIER J. N. (1951) - *Theory of Elasticity*. Mac Graw-Hill, New York.
- WAKELING T. R. M. (1970) - *A Comparison of the Results of Standard Site Investigation Methods Against the Results of a Detailed Geotechnical Investigation in Middle Chalk at Mundford, Norfolk*. Proceedings Conference on In Situ Investigation in Soil and Rock, British Geotechnical Society, London, pp. 17-22.
- WILSON L. C. (1977) - *Tests of Bored and Driven Piles in Cretaceous Mudstone at Port Elizabeth, South Africa, in Piles in Weak Rock*. Institute of Civil Engineering, London.
- WOODWARD R. J., GARDNER W. S., GREER M. N. (1972) - *Drilled Pier Foundations*. Mac Graw-Hill, New York.

SUMMARY

Foundations on rock

Up to now interest in the study of the load-bearing capacity and the settlements of foundations on rocks has been rather scarce. This is because foundation engineering is generally considered as a major application of Soil Mechanics and only as a minor application of Rock Mechanics. On the other hand, the strength of some compact rocks is often greater than that of good concrete. In practice, however, solid rock masses without weathered zones, cracks and other faults are hard to find.

In this present work the most usual methods for calculating the load-bearing capacity of rocks affected by surface foundations are reported, making due allowances for the spacing of joints which may be present and also the potential breaking mechanism, in the various possibilities that one may come up against in real conditions.

Besides the enumeration of cases of the situations listed, a corresponding sequence of formulae is also adopted the practical use of which is made more rapid through the application of abacuses that have been tried and tested through experience.

Since the assumption of allowable pressure values used in calculating the load-bearing capacity is often specified by authorised building codes, normally based on the geo-mechanical description of the rock or on the values of resistance to uniaxial compression, it has also been considered useful to report some of the tables provided in foreign codes.

The load-bearing capacity of the deep foundations is analysed by paying particular attention to the evaluation of the embedding depths of the point in a rocky substratum, thus making a distinction between piles in the correct sense of the word and shafts.

In the case of piles embedded in the rock, ways of transferring the load from the point to the mobilized adhesion along the lateral surface are examined, and diagrams are also provided which make it possible to evaluate the two aliquots mentioned above.

In this particular instance a recent method is also reported for calculating the load-bearing capacity of the piles which, on the basis of repetitive procedures, makes it possible to define the entire aliquot of strength due to adhesion.

Moreover, this method allows us to make reliable calcu-

lations concerning settlements, which can be calculated as the sum of the aliquots of the various load components.

Brief mention is made, therefore, of the analytical formulae used for calculating settlements in the case of both superficial and deep foundations.