

Osservazioni sulle verifiche di capacità portante di fondazioni superficiali con carichi eccentrici

Ivo Bellezza*, Erio Pasqualini**

Sommario

In questa nota sono analizzate alcune metodologie di calcolo per le verifiche di capacità portante di fondazioni superficiali soggette a una forza verticale eccentrica utilizzando il metodo approssimato di Meyerhof. Attraverso alcuni esempi numerici di verifica in condizioni drenate e non drenate applicando l'Approccio 2 delle NTC 2008, si dimostra che alcuni metodi portano a risultati in palese contrasto con i principi della meccanica delle terre e che i metodi più affidabili sono quelli basati sulle tensioni nette, nei quali le azioni e le resistenze di progetto e anche l'eccentricità sono calcolate tenendo conto della tensione agente ai fianchi del piano di posa della fondazione.

1. Introduzione

La capacità portante di una fondazione di forma qualsiasi e soggetta ad un carico generalizzato può essere valutata accuratamente attraverso programmi di calcolo agli elementi finiti disponibili in commercio. Tuttavia, per una stima preliminare o per un controllo dei risultati ottenuti con metodi numerici, è sempre raccomandato eseguire un calcolo alternativo con metodi più semplici appartenenti al bagaglio culturale di ogni ingegnere civile. Nel caso specifico si può utilizzare la nota formula trinomia, espressamente indicata nell'Eurocodice 7 [UNI EN 1997-1, 2005] ed ottenuta, seppur in maniera non rigorosa, dalla teoria della plasticità sulla base di ipotesi restrittive su forma e approfondimento della fondazione, inclinazione e punto di applicazione della risultante delle forze applicate ed inclinazione del piano di posa e del terreno a lato della fondazione.

Per verifiche a lungo termine si fa riferimento ad espressioni del carico limite unitario in termini di tensioni efficaci [LANCELLOTTA 1995] o di tensioni totali [VIGGIANI 1999]:

$$q'_{lim} = c'N_c + 0.5B\gamma N_\gamma + q'N_q \quad (1a)$$

$$q_{lim} = cN_c + 0.5B\gamma N_\gamma + qN_q + u \quad (1b)$$

dove q'_{lim} = tensione verticale efficace limite; q_{lim} = tensione verticale totale limite; c' = coesione efficace del

terreno, B = larghezza della fondazione, γ = peso di volume del terreno¹; q' = tensione verticale efficace agente ai lati della fondazione; N_c , N_γ e N_q = fattori di capacità portante; u = pressione interstiziale sul piano di posa.

Le implicazioni nelle verifiche di capacità portante legate all'utilizzo della (1a) e della (1b) sono state discusse da BELLEZZA e PASQUALINI [2012] con riferimento a fondazioni sommerse soggette a carichi verticali centrati. Per non appesantire la trattazione da qui in avanti si utilizzerà solo la (1a).

Per le verifiche a breve termine, eseguite in condizioni non drenate, la formula trinomia si semplifica in:

$$q_{lim} = c_u N_c + q \quad (2)$$

dove c_u = resistenza non drenata del terreno, q = tensione verticale totale ai lati della fondazione.

In letteratura sono state proposte espressioni generali della (1) e della (2) nel caso in cui la fondazione reale non soddisfi una o più delle ipotesi di base [BRINCH HANSEN, 1970; VESIC, 1975].

In presenza di un carico verticale eccentrico su una fondazione rettangolare di lati B ed L si utilizza normalmente la procedura approssimata proposta da MEYERHOF [1953] e suggerita anche nell'Eurocodice 7 [UNI EN 1997-1, 2005], considerando un carico centrato su una fondazione di dimensioni ridotte (B' e L) ricavate in base alle eccentricità del carico verticale nelle due direzioni (Fig. 1):

$$B' = B - 2e_B \quad (3a)$$

* Ricercatore confermato di Geotecnica - Dipartimento SIMAU Scienza e Ingegneria della Materia e dell'Ambiente e Urbanistica, Università Politecnica delle Marche, Italy

** Professore Ordinario di Geotecnica - Dipartimento SIMAU Scienza e Ingegneria della Materia e dell'Ambiente e Urbanistica, Università Politecnica delle Marche, Italy

¹ Da selezionare la base alla posizione della falda; per fondazioni con falda sul piano di posa o al di sopra del piano di posa $\gamma = \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w =$ peso di volume alleggerito.

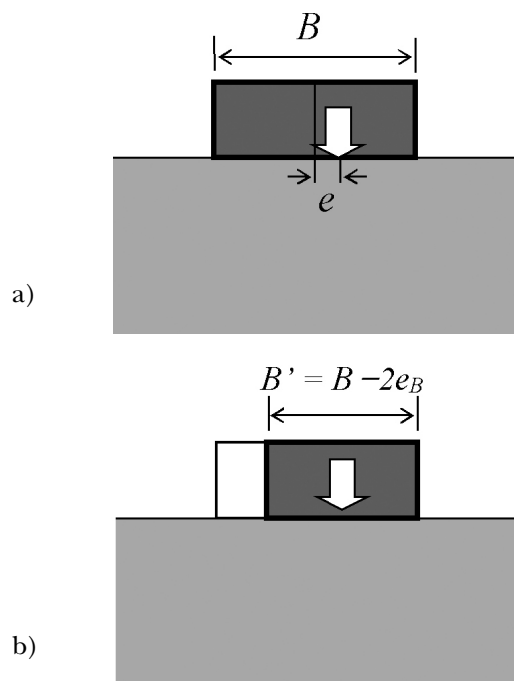


Fig. 1 – Concetto di larghezza ridotta di una fondazione nastriforme in caso di carico eccentrico: a) fondazione reale con forza eccentrica; b) fondazione di larghezza ridotta con forza verticale centrata.

Fig. 1 – Concept of effective breadth of a strip foundation subjected to an eccentric load: a) Actual foundation with eccentric load; b) equivalent foundation with centred load.

$$L' = L - 2e_L \quad (3b)$$

In presenza di una forza verticale centrata e di un momento le eccentricità nelle due direzioni si ricavano come:

$$e_B = \frac{M_B}{V} \quad (4a)$$

$$e_L = \frac{M_L}{V} \quad (4b)$$

dove M_B e M_L = momento rispettivamente sul piano di B e di L ; V = risultante delle forze verticali agenti sul piano di posa della fondazione.

Da sottolineare che le (4) si applicano senza incertezze solo a fondazioni con piano di posa direttamente sul piano campagna (Fig. 1) dove il significato di V non si presta ad interpretazioni.

Per fondazioni in cui il livello tensionale ai lati della fondazione non è nullo la scelta di V apparentemente non è univoca e può variare a seconda che si conduca una verifica in tensioni totali o efficaci, lorde o nette.

Dopo un breve richiamo alla normativa italiana verranno quindi analizzate e discusse le implicazioni sulle verifiche di capacità portante connesse con le diverse opzioni sul calcolo dell'eccentricità.

Tab. I – Calcolo dell'azione di progetto e valori dei coefficienti di sicurezza sulle azioni.

Tab. I – Design action and partial coefficients on actions.

ESPRESSIONE		
$E_d = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_1 + \psi_{01} * \gamma_{Q2}Q_2 + \psi_{02} \gamma_{Q3}Q_3 + \dots$		
COEFFICIENTI PARZIALI		
Tipo di azione	A1	A2
Permanente strutturale G_1 sfavorevole	$\gamma_{G1}=1.3$	$\gamma_{G1}=1.0$
Permanente strutturale G_1 favorevole γ_{G1}	$\gamma_{G1}=1.0$	$\gamma_{G1}=1.0$
Permanente non strutturale G_2 sfavorevole	$\gamma_{G2}=1.5$ (1.3)**	$\gamma_{G2}=1.3$ (1.0)**
Permanente non strutturale G_2 favorevole	$\gamma_{G2}=0$ (1.0)**	$\gamma_{G2}=0$ (1.0)**
Variabile Q sfavorevole γ_Q	$\gamma_Q=1.5$	$\gamma_Q=1.3$
Variabile Q favorevole γ_Q	$\gamma_Q=0$	$\gamma_Q=0$

* coefficienti di combinazione (cfr. Tab. II.5.I delle NTC)

** per le azioni permanenti *non strutturali* i coefficienti possono essere gli stessi di quelle *strutturali* a patto che tali azioni siano compiutamente definite (cfr. Tab. II.6.I delle NTC)

2. Breve cenno alla normativa

Le NCT [2008] prescrivono di eseguire le verifiche applicando i coefficienti di sicurezza parziali sulle azioni e sulla resistenze.

Il calcolo dell'azione di progetto previsto dalla normativa (cfr. §2.5.3 delle NTC 2008) è sintetizzato in tabella I.

Per lo stato limite ultimo di capacità portante l'azione di progetto E_d in caso di eccentricità può essere espressa in termini di forza o di tensione, considerando l'area efficace $A' (= B'L)$:

$$E_d = V_d \quad (5a)$$

$$E_d = \frac{V_d}{A'} \quad (5b)$$

dove V_d = risultante delle azioni verticali di progetto.

Anche la resistenza di progetto R_d , si può esprimere in termini di forza verticale o di tensione verticale:

$$R_d = q_{lim,d} A' \quad (6a)$$

$$R_d = q_{lim,d} \quad (6b)$$

dove $q_{lim,d}$ = tensione limite di progetto ottenuta applicando i fattori di sicurezza parziali sui materiali (M1 o M2, cfr. Tab. II) e sulle resistenze (R1, R2 o R3; cfr. Tab. III)

Per le verifiche di capacità portante in condizioni statiche, le NTC [2008] prevedono due ap-

Tab. II – Valori dei coefficienti di sicurezza parziali γ_M sui materiali.

Tab. II – Partial coefficients γ_M for geotechnical soil parameters.

	M1	M2
Peso di volume g	1.00	1.00
Coesione efficace c'	1.00	1.25
Angolo di resistenza al taglio $\tan\phi'$	1.00	1.25
Resistenza non drenata c_u	1.00	1.40

procci di verifica alternativi denominati *Approccio 1*² (A2+M2+R2) e *Approccio 2* (A1+M1+R3). Di recente è stata approvata la revisione delle NTC [2008] nella quale, in un’ottica di semplificazione delle procedure, si prevede un unico approccio di verifica (coincidente con l’*Approccio 2*) e pertanto nel prosieguo di questa nota si farà unicamente riferimento a questo approccio.

3. Fondazioni analizzate

Per valutare l’effetto delle diverse modalità di calcolo dell’eccentricità sul risultato delle verifiche si confrontano due fondazioni nastriformi sommerse di identiche dimensioni soggette allo stesso carico eccentrico, poggianti su un terreno omogeneo di medesime caratteristiche fisico-meccaniche. Le due fondazioni si differenziano soltanto per la diversa altezza d’acqua sovrastante, pari rispettivamente a h_{w1} ed h_{w2} (Fig. 2).

Per una migliore comprensione le verifiche sono condotte attraverso esempi numerici con i dati di input riportati in tabella IV. Nei calcoli si trascura per semplicità lo spessore dell’elemento verticale che trasmette il carico della struttura alla fondazione sommersa e si assume un peso di volume dell’acqua pari a 10 kN/m^3 .

Considerando che la rottura del terreno è provocata dalla differenza tra tensione sul piano di posa e tensione agente a fianchi della fondazione, seguendo le indicazioni di letteratura [LANCELLOTTA, 1995], il coefficiente di sicurezza parziale sulla resistenza è applicato sempre alla tensione limite netta. Pertanto, le tensioni verticali limite lorde “di progetto” in condizioni drenate e non drenate per le fondazioni in esame si ottengono rispettivamente dalla (1a) e dalla (2) come

$$q'_{lim,d} = \frac{c'_d N_c d_c + 0.5B'\gamma'N_\gamma + q'_d N_q d_q - q'_d}{\gamma_R} + q'_d \quad (7a)$$

$$q_{lim,d} = \frac{c'_{u,d} N_c d_c}{\gamma_R} + q_d \quad (7b)$$

² L’*Approccio 1* prevede anche la combinazione A1+M1+R1 che risulta tuttavia meno gravosa per le verifiche geotecniche

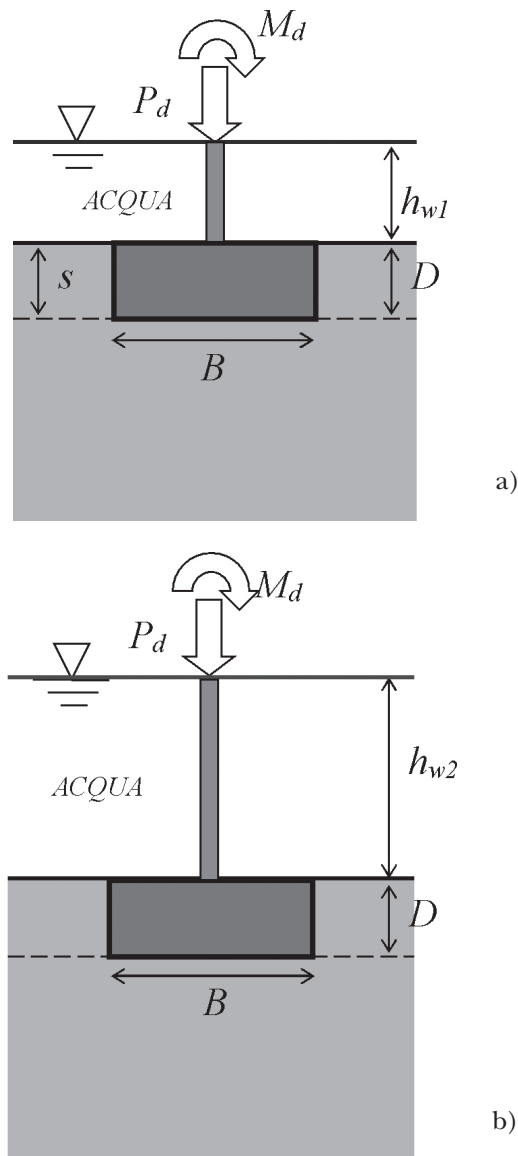


Fig. 2 – Schema delle due fondazioni analizzate : a) Fondazione #1; b) Fondazione #2.

Fig. 2 – Scheme of the two analysed foundations: a) Foundation #1; b) Foundation #2.

dove γ_R = fattore di sicurezza parziale sulla resistenza ($\gamma_R = 2.3$ con l’*Approccio 2*, cfr. Tab. III); q'_d, q_d = valori di progetto della tensione verticale efficace e totale sul piano di posa ai lati della fondazione; d_c, d_q = coefficienti che tengono conto della resistenza del terreno al di sopra del piano di posa; c'_d = valore di progetto della coesione efficace; $c_{u,d}$ = valore di progetto della resistenza non drenata.

Le rispettive tensioni limite *nette* “di progetto” si ottengono considerando nella (7a) e nella (7b) solo il termine fattorizzato da γ_R .

$$q'_{lim,netta,d} = \frac{c'_d N_c d_c + 0.5B'\gamma'N_\gamma + q'_d N_q d_q - q'_d}{\gamma_R} \quad (8a)$$



Tab. III – Valori dei coefficienti di sicurezza parziali sulle resistenze γ_R per la verifica di capacità portante.

Tab. III – Partial coefficients on soil resistance γ_R for bearing capacity analyses.

Gruppo	R1	R2	R3
γ_R	1.0	1.8	2.3

$$q_{lim,netta,d} = \frac{c_{u,d} N_c d_c}{\gamma_R} \quad (8b)$$

Le azioni di progetto e le eccentricità invece possono essere calcolate con diversi metodi, come dettagliato qui di seguito, distinguendo le verifiche a lungo termine da quelle a breve termine.

4. Risultati delle verifiche a lungo termine

Si confrontano la tensione verticale *efficace* (lorda o netta) alla base della fondazione con il corrispondente valore limite. Nel caso specifico sono applicati 4 metodi³, due in tensioni lorde e due in tensioni nette.

4.1. Metodo 1

L'eccentricità viene calcolata con riferimento alla forza verticale efficace lorda, ottenuta aggiungendo all'azione strutturale (P_d) il peso proprio della fondazione (G_F), la risultante delle pressioni dell'acqua sopra la fondazione (G_W) e la sottospinta (U_w) diretta verso l'alto. Tutte queste forze sono centrate e non modificano il momento flettente.

Seguendo alla lettera le indicazioni della normativa, la forza verticale di progetto nella combinazione "A1" si ottiene applicando i coefficienti parziali⁴ alle suddette azioni in base al loro effetto sulla verifica (Tab. I):

$$V_d = P_d + [1.3] G_F + [1.3] G_W - [1] U_W \quad (9)$$

Svolgendo i calcoli si ricava $V_d = 251$ kN/m $e_B = 7.97$ cm $B' = 1.841$ m per la fondazione 1 e $V_d = 305$ kN/m $e_B = 6.56$ cm $B' = 1.869$ m per la fondazione 2. Di conseguenza l'azione di progetto $E_d = V_d / B'$ per la fondazione 1 e per la fondazione 2 sono rispettivamente 136.4 kPa e 163.2 kPa.

La resistenza di progetto R_d ottenuta con la (7a) per $c'_d = 3$ kPa, $\varphi' = 29^\circ$ ($N_c = 27.86$ $N_q = 16.44$; $N_\gamma =$

$2(N_q - 1) \tan \varphi'_d = 17.12$) e $q'_d = 9$ kPa, trascurando i coefficienti di profondità ($d_c = d_q = 1$) è pari a 167.4 kPa per la fondazione 1 e 168.4 kPa per la fondazione 2.

4.2. Metodo 2

La (9) viene leggermente modificata applicando il *principio della singola sorgente*, ossia utilizzando lo stesso coefficiente parziale (1 o 1.3) a G_w e U_w , poiché entrambe le azioni sono dovute alla pressione dell'acqua. La scelta di un coefficiente unitario produce un valore maggiore di V_d con minore eccentricità. Viceversa, la scelta di un coefficiente pari a 1.3, qui analizzata, produce un valore più piccolo di V_d ma con maggiore eccentricità:

$$V_d = P_d + [1.3] G_F + [1.3] G_w - [1.3] U_W \quad (10)$$

Nel caso in esame si ricava per entrambe le fondazioni $V_d = 239$ kN da cui si ottiene $e_B = 8.37$ cm e $B' = 1.833$ m. Dalla (5b) e dalla (7a) risultano quindi rispettivamente $E_d = 130.4$ kPa ed $R_d = 167.1$ kPa.

4.3. Metodo 3

L'eccentricità si ricava considerando a denominatore della (4a) la forza verticale *netta* di progetto, ottenuta considerando l'incremento della tensione verticale efficace sul piano di posa rispetto alla tensione ai lati della fondazione:

$$V_d = \Delta q'_d A = (q'_d - \sigma'_{vd}) A = \left(\frac{P_d + [1.3] G_F + [1.3] G_w - [1.3] U_w}{A} - [1] \gamma' D \right) A \quad (11)$$

Per entrambe le fondazioni si ricava $V_d = 221$ kN/m, $e_B = 9.05$ cm, $B' = 1.819$ m e $E_d = 121.5$ kPa.

In questo caso la resistenza di progetto, coerentemente con l'azione, è espressa in termini netti utilizzando la (8a) con $q'_d = 9$ kPa e risulta pari a 157.7 kPa per entrambe le fondazioni.

4.4. Metodo 4

Nel calcolo dell'azione di progetto si utilizza un'espressione corretta della (11), nella quale anche la tensione verticale efficace agente ai lati della fondazione viene amplificata con lo stesso coefficiente utilizzato per le azioni agente al di sopra del piano di posa:

$$V_d = \Delta q'_d A = (q'_d - \sigma'_{vd}) A = \left(\frac{P_d + [1.3] G_F + [1.3] G_w - [1.3] U_w}{A} - [1.3] \gamma' D \right) A \quad (12)$$

Nell'esempio di calcolo si trova per entrambe le fondazioni $V_d = 215.6$ kN/m. Pertanto l'eccentricità è pari a 9.28 cm con $B' = 1.814$ m mentre $E_d = 118.8$ kPa.

³ Come accennato nel testo sono applicabili anche altri metodi che rappresentano varianti di quelli analizzati e che non sono qui trattati per motivi di spazio

⁴ Nelle espressioni, per chiarezza, i coefficienti parziali di normativa sono indicati tra parentesi quadre

La resistenza di progetto ottenuta dalla (8a) con $q'_d = 9$ kPa è pari a 157.5 kPa.

5. Risultati delle verifiche a breve termine

Nelle verifiche in condizioni non drenate si confronta la tensione verticale totale “di progetto” agente alla base della fondazione con il corrispondente valore limite calcolato con la (7b) o (8b).

Sono ancora esaminate 4 procedure, due in termini di tensioni lorde e due in tensioni nette.

5.1. Metodo 1

L'eccentricità si calcola attraverso la (4a) inserendo a denominatore la forza verticale totale lorda:

$$V_d = P_d + [1.3] G_F + [1.3] G_w \quad (13)$$

Si ricavano quindi $V_d = 291$ kN/m $e_B = 6.87$ cm $B' = 1.863$ m per la fondazione 1 e $V_d = 525$ kN/m $e_B = 3.81$ cm $B' = 1.924$ m per la fondazione 2. L'azione di progetto, cioè la tensione verticale totale sulla fondazione di larghezza B' , è pari a 156.2 kPa per la fondazione 1 e 272.9 kPa per la fondazione 2.

La resistenza di progetto, ricavata dalla (7b) per $c_{u,d} = 55$ kPa, $N_c = \pi + 2$ e $d_c = 1$, risulta 151.9 kPa per la fondazione 1 e 241.9 kPa per la fondazione 2.

5.2. Metodo 2

L'azione di progetto è la stessa del *Metodo 1*, mentre in questo caso il principio della singola sorgente viene esteso al calcolo della resistenza. In particolare, nella (7b) il termine dovuto alla tensione verticale totale agente ai lati della fondazione è amplificato con lo stesso coefficiente (1.3) usato nel calcolo dell'azione di progetto:

$$R_d = \frac{c_{ud} N_c d_c}{\gamma_R} + [1.3] (\gamma_w h_w + \gamma_{sat} D) \quad (14)$$

Assumendo sempre $d_c = 1$, si ottiene $R_d = 160.6$ kPa per la fondazione 1 e $R_d = 277.6$ kPa per la fondazione 2.

5.3. Metodo 3

L'azione di progetto e la resistenza di progetto vengono calcolati in termini di tensioni nette.

L'eccentricità del carico si ricava sulla base della forza verticale netta di progetto attraverso un'espressione simile alla (11) in cui nel calcolo della tensione verticale totale agente ai lati della fondazione si ap-

plica il principio della singola sorgente al solo termine dovuto alla pressione dell'acqua:

$$V_d = \Delta q \cdot A = (q_d - \sigma_{vd}) A = \left[\frac{P_d + [1.3] G_F + [1.3] G_w}{A} - [1.3] \gamma_w (h_w + D) - [1] (\gamma' D) \right] A \quad (15)$$

dove

Δq = valore di progetto della tensione totale netta sul piano di posa.

Applicando la (15) per entrambe le fondazioni si ricava una forza verticale netta pari a 221 kN/m con $e_B = 9.05$ cm e $B' = 1.819$ m che corrisponde ad un'azione di progetto $E_d = 121.5$ kPa.

La resistenza, pari alla pressione limite netta di progetto, si calcola con la (8b) e risulta pari a 122.9 kPa per entrambe le fondazioni.

5.4. Metodo 4

Nel calcolo dell'eccentricità si calcola V_d con un'espressione leggermente diversa dalla (15) nella quale nel calcolo della tensione verticale totale “di progetto” ai lati della fondazione il coefficiente amplificativo di 1.3 viene applicato anche al termine dovuto al peso alleggerito del terreno:

$$V_d = \Delta q \cdot A = (q_d - \sigma_{vd}) A = \left[\frac{P_d + [1.3] G_F + [1.3] G_w}{A} - [1.3] (\gamma_w h_w + \gamma_{sat} D) \right] A \quad (16)$$

Dalla (16) si ricava per entrambe le fondazioni $V_d = 215.6$ kN/m, da cui si ottengono $e_B = 9.28$ cm, $B' = 1.814$ m ed $E_d = 118.8$ kPa.

La resistenza di progetto coincide con quella del *Metodo 3* ($R_d = 122.9$ kPa).

6. Discussione

Nelle tabelle V-VI sono riassunti i risultati ottenuti nelle verifiche in condizioni drenate e non drenate per le due fondazioni sommerse analizzate, riportando anche i valori del rapporto R_d/E_d che rappresenta sostanzialmente il margine di sicurezza che, secondo i principi della meccanica delle terre, deve essere lo stesso per le due fondazioni, a parità di condizioni di carico e di caratteristiche del terreno.

Analizzando i dati di tabella V si osserva che con il *Metodo 1* l'eccentricità, l'azione di progetto e la resistenza di progetto sono diversi passando dalla fondazione 1 alla fondazione 2, con il rapporto R_d/E_d che diminuisce all'aumentare dell'altezza d'acqua sopra la fondazione. Tale risultato è in contrasto con i risultati attesi e dipende dal mancato rispetto del principio della singola sorgente alle azioni dovute alla pressione dell'acqua.

Con il *Metodo 2*, che rispetta tale principio, l'azione e la resistenza di progetto ed il livello di sicurezza sono identici per le due fondazioni.

Tab. IV – Parametri assunti negli esempi numerici.

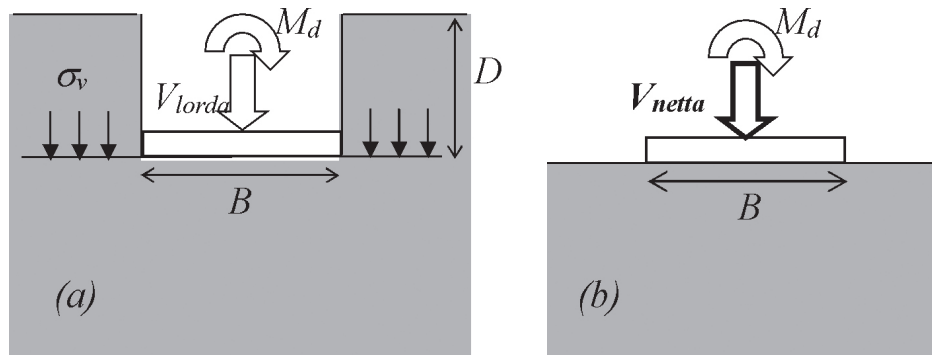
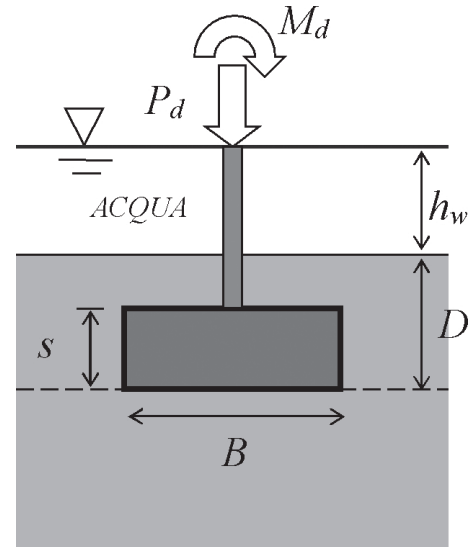
Tab. IV – Parameters assumed in the numerical examples.

		Fondazione	
		#1	#2
Carico verticale strutturale di progetto $P_d(A1)$	kN/m	200	
Momento strutturale di progetto $M_d(A1)$	kNm/m	20	
Larghezza della fondazione (B)	m	2	
Spessore della fondazione (s)	m	1	
Peso della fondazione (G_f)	kN/m	50	
Approfondimento del piano di posa (D)	m	1	
Altezza d'acqua (h_w)	m	1	10
Risultante pressioni acqua sopra la fondazione (G_w)	kN/m	20	200
Sottospinta (U_w)	kN/m	40	220
Peso di volume saturo del terreno (γ_{sat})*	kN/m ³	19	
Coesione efficace del terreno (c')*	kPa	3	
Angolo di resistenza al taglio (ϕ')*	Gradi	29	
Resistenza non drenata (c_u)*	kPa	55	

* valori caratteristici

Anche con il *Metodo 3* e il *Metodo 4*, confrontando azioni e resistenze in termini di tensioni e forze nette, si ottengono risultati coerenti con i principi della meccanica delle terre poiché le verifiche forniscono lo stesso livello di sicurezza per entrambe le fondazioni.

Pur ottenendo risultati in linea con le attese i *Metodi 2-3 e 4* forniscono tuttavia valori di eccentricità e del rapporto R_d/E_d leggermente diversi, con un margine di sicurezza decrescente passando dal *Metodo 2* (in tensioni lorde) al *Metodo 4* (in tensioni nette).

Fig. 4 – Trasformazione della fondazione reale : a) con $\sigma_v > 0$ in una fondazione equivalente; b) con $\sigma_v = 0$.Fig. 4 – Transformation of an actual foundation : a) with $\sigma_v > 0$ into an equivalent foundation; b) with $\sigma_v = 0$.Fig. 3 – Fondazione sommersa con terreno di ricoprimento.
Fig. 3 – Submerged foundation with backfill soil.

In condizioni non drenate (Tab. VI) i metodi di verifica in tensioni lorde portano a valori di eccentricità diverse per le due fondazioni e producono risultati non in linea con i principi della geotecnica, poiché il rapporto R_d/E_d decresce all'aumentare del livello d'acqua. Questo risultato si spiega principalmente considerando la diversa fattorizzazione dei termini dovuti alle pressioni dell'acqua che entrano nella definizione sia dell'azione che della resistenza di progetto.

I metodi in tensioni nette (*Metodo 3* e *Metodo 4*) invece portano correttamente ad un identico rapporto R_d/E_d per le due fondazioni. Inoltre, confrontando i risultati ottenuti in condizioni drenate (Tab. V), si osserva che il *Metodo 3* ed il *Metodo 4* consentono di ottenere le stesse azioni di progetto (V_d, e_B, B', E_d) in condizioni sia drenate che non drenate.

Tab. V – Sintesi dei risultati delle verifiche di capacità portante a lungo termine.

Tab. V – Results of long term bearing capacity analyses.

	Metodo 1		METODO 2		METODO 3		METODO 4	
	Tensioni lorde		Tensioni lorde		Tensioni nette		Tensioni nette	
Fondazione	#1	#2	#1	#2	#1	#2	#1	#2
V_d (kN/m)	251	305	239	239	221	221	215.6	215.6
Eccentricità e_B (cm)	7.97	6.56	8.37	8.37	9.05	9.05	9.28	9.28
Larghezza effettiva B' (m)	1.841	1.869	1.833	1.833	1.819	1.819	1.814	1.814
E_d (kPa)	136.4	163.2	130.4	130.4	121.5	121.5	118.8	118.8
q'_{lim} (kPa) – eq. (1a)	373.3	375.5	372.7	372.7	371.7	371.7	371.3	371.3
R_d (kPa) – eq. (7a) o (8a)	167.4	168.4	167.1	167.1	157.7	157.7	157.5	157.5
R_d/E_d	1.227	1.032	1.282	1.282	1.298	1.298	1.326	1.326
PSS* sulle azioni	NO		SÌ		SÌ		SÌ	
Coerente con principi di meccanica delle terre?	NO		SÌ		SÌ		SÌ	

* PSS = principio della singola sorgente

Tab. VI – Sintesi dei risultati delle verifiche di capacità portante a breve termine.

Tab. VI – Results of short term bearing capacity analyses.

	Metodo 1		Metodo 2		Metodo 3		Metodo 4	
	Tensioni lorde		Tensioni lorde		Tensioni nette		Tensioni nette	
Fondazione	#1	#2	#1	#2	#1	#2	#1	#2
V_d (kN/m)	291	525	291	525	221	221	215.6	215.6
Eccentricità e_B (cm)	6.87	3.81	6.87	3.81	9.05	9.05	9.28	9.28
Larghezza effettiva B' (m)	1.863	1.924	1.863	1.924	1.819	1.819	1.814	1.814
E_d (kPa)	156.2	272.9	156.2	272.9	121.5	121.5	118.8	118.8
q_{lim} (kPa) - eq. (2)	311.7	401.7	311.7	401.7	311.7	401.7	311.7	401.7
R_d (kPa) – eq. (7b) o (8b)	151.9	241.9	160.6	277.6	122.9	122.9	122.9	122.9
R_d/E_d	0.972	0.886	1.028	1.017	1.012	1.012	1.034	1.034
PSS* sulle azioni	NO		NO		SÌ		SÌ	
Estensione PSS a R_d	NO		SÌ		NO		NO	
Coerente con principi di meccanica delle terre?	NO		NO		SÌ		SÌ	

* PSS = principio della singola sorgente

Per le due fondazioni analizzate la scelta del *Metodo 3* o del *Metodo 4* è indifferente, anche se il *Metodo 3* è leggermente più cautelativo. Se al di sopra della fondazione fosse presente terreno di ricoprimento (Fig. 3), il suo contributo andrebbe considerato con lo stesso coefficiente amplificativo (1.3) sia sopra che ai lati della fondazione, per cui in questo caso il *Metodo 4* risulterebbe preferibile⁵.

In definitiva, alla luce dei risultati ottenuti, è evidente che, per le verifiche di capacità portante

delle fondazioni sommerse analizzate soggette a carichi eccentrici, i metodi basati sulle tensioni nette sono gli unici metodi che permettono di ottenere risultati coerenti con i principi della meccanica delle terre. Ad un simile risultato erano peraltro già pervenuti BELLEZZA E PASQUALINI [2012] analizzando fondazioni sommerse soggette a carichi centrati.

In presenza di carichi verticali non centrati, estendendo il ragionamento, appare opportuno l'utilizzo del *Metodo 3* o del *Metodo 4* anche per fondazioni non sommerse con piano di posa approfondi-

⁵ In accordo con il principio della singola sorgente si potrebbe usare anche il *Metodo 3*, a patto di applicare un coefficiente unitario anche al peso alleggerito del terreno sopra la fondazione

to (Fig. 4a), calcolando la forza verticale di progetto "netta" attraverso rispettivamente la (11) o la (12)⁶.

Pertanto, a prescindere dalla posizione del livello d'acqua, il caso della fondazione reale con tensioni verticali non nulle sul piano di posa ai lati della fondazione (Fig. 4a) può essere ricondotto al caso di una fondazione equivalente posta sul piano campagna (Fig. 4b) e soggetta ad una forza verticale di progetto pari alla somma di quella strutturale e di un contributo (opportunamente amplificato nell'Approccio 2) che tiene conto della differenza tra la tensione verticale (dovuta al peso proprio della fondazione, all'eventuale terreno di ricoprimento e all'eventuale acqua) agente sopra la fondazione e quella agente ai lati.

7. Conclusioni

In questa nota sono state analizzate diverse metodologie di verifica di capacità portante in condizioni statiche, a breve e a lungo termine, per fondazioni nastriformi soggette ad un carico eccentrico. Le analisi hanno riguardato due fondazioni sommerse con diverso battente d'acqua poggianti su un terreno con le stesse caratteristiche fisico-meccaniche.

Le verifiche di capacità portante sono state eseguite seguendo l'Approccio 2 previsto nella normativa italiana (D.M. 14/01/2008) applicando il fattore di sicurezza parziale R3 sempre alla tensione limite netta.

Dai risultati ottenuti attraverso esempi numerici confrontando diversi metodi di calcolo è possibile concludere che:

- In condizioni drenate si ottengono risultati in accordo con i principi della geotecnica sia applicando metodi basati sulle tensioni nette (*Metodo 3* e *Metodo 4*) sia metodi basati sulle tensioni lorde purché abbinati al principio della singola sorgente (*Metodo 2*).
- In condizioni non drenate gli unici metodi che forniscono risultati congruenti sono quelli che confrontano azioni e resistenze nette (*Metodo 3* e *Metodo 4*), ottenute tenendo conto delle tensioni verticali agenti a lato del piano di posa della fondazione, che vanno calcolate con gli stessi coefficienti amplificativi usati per le azioni agenti sopra la fondazione.
- Con i metodi in tensioni nette l'eccentricità e l'azione di progetto sono definite in modo univoco in condizioni sia drenate che non drenate. Pertanto il loro utilizzo è consigliato in generale

a prescindere dalla posizione della falda e può essere esteso anche a fondazioni non sommerse con piano di posa approfondito.

Bibliografia

- BELLEZZA I., PASQUALINI E. (2012) - *Verifiche di capacità portante di fondazioni sommerse*. Rivista Italiana di Geotecnica, vol. II, pp. 57-67.
- BRINCH HANSEN (1970) - *A revised and extended formula for bearing capacity*. Danish Geotechnical Institute, Bull. n.28, Copenhagen.
- D. M. 14/01 (2008) - NTC (2008) *Nuove norme tecniche per le costruzioni*. G.U. del 4 febbraio 2008 n° 29.
- LANCELLOTTA R. (1995) - *Geotechnical Engineering*. Balkema, Rotterdam.
- MEYERHOF G.G. (1953) - *The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads*. Proc. III International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, vol.I, pp. 440-445.
- UNI EN 1997-1 (2004) - *Eurocode 7: Geotechnical Design - Part 1: General rules*. European Committee for Standardisation.
- VESIC A.S. (1975) - *Bearing capacity of shallow foundations*. In : *Foundation Engineering Handbook*, Winterkorn and Fang (Eds.), Van Nostrand Reinhold.
- VIGGIANI C. (1999) - *Fondazioni*. Hevelius edizioni, 2^a (Ed.).

Some remarks on the bearing capacity analyses of shallow foundations subjected to eccentric loads

Summary

This technical note compares different procedures for the bearing capacity analysis of shallow foundations subjected to eccentric loads using the approximate method suggested by Meyerhof.

By numerical examples some possible procedures of analysis are presented, which differ in computation of the design ultimate load (resistance) and/or design action, using Approach 2 of the National Building Code.

The analyses, performed in both drained and undrained conditions, indicate that some procedures lead to results conflicting with fundamentals of soil mechanics. The recommended procedures are those in which the design resistance, design action and eccentricity are calculated on the basis of the net pressure acting at the foundation level.

⁶ Come mostrato nelle Tab. V e VI le espressioni (11) e (12) portano allo stesso risultato rispettivamente della (15) e della (16)