

Introduzione all'Analisi agli Stati Limite delle Fondazioni Superficiali Continue

Ilaria Della Mea, Alessandro Coccolo
CP Ingegneria, Gemona del Friuli (UD)
eng@gruppocp.it

Parole chiave: fondazioni superficiali continue, Eurocodici, metodo semiprobabilistico agli stati limite, approcci di progetto.

Sommario

In questa memoria ci si propone di esporre l'approccio agli stati limite relativamente alle fondazioni superficiali di tipo continuo, con particolare riferimento al loro dimensionamento strutturale.

Con l'obiettivo di fornire delle indicazioni bibliografiche a cui riferirsi per la progettazione di queste strutture, viene esposta la metodologia di calcolo proposta dagli Eurocodici e dalla Normativa Italiana, evidenziandone le affinità e le diversità. Viene inoltre affrontato il problema della modellazione delle fondazioni in relazione alle caratteristiche della sovrastruttura e del terreno, fornendo degli spunti di riflessione sulla possibile impostazione progettuale.

1. Progettazione agli stati limite

Con l'avvento degli Eurocodici la progettazione strutturale e geotecnica prevede un'unica metodologia di calcolo. La sicurezza dell'opera viene valutata secondo i concetti di stato limite (SL) e di coefficiente parziale: si controlla che gli SL non vengano raggiunti e superati quando nei modelli progettuali si utilizzano i valori di progetto delle azioni, delle proprietà dei materiali e dei dati geometrici.

L'approccio semiprobabilistico distingue i valori caratteristici, stabiliti su basi statistiche e rappresentativi di azioni, materiali e dati geometrici, da quelli di progetto. Tutti gli aspetti legati alla teoria della probabilità sono già "inglobati" nei valori dei coefficienti parziali di sicurezza fissati dai documenti di applicazione nazionale (DAN/NAD, *National Application Documents*), di conseguenza non è necessario possedere conoscenze probabilistiche specifiche per poter applicare tale metodo.

Studiare e verificare gli stati limite significa analizzare le potenziali situazioni di pericolosità per una costruzione, oltre le quali quest'ultima non è più in grado di assolvere le funzioni per le quali è stata concepita. Questo tipo di approccio nasce dalla consapevolezza che non è possibile progettare senza alcun rischio, garantendo la sicurezza in maniera assoluta, ma solo in modo da limitare il margine di inefficacia al di sotto di un prefissato valore. L'analisi di una struttura deve quindi partire dalla definizione della prestazione richiesta e dalla determinazione delle situazioni che possono verificarsi durante la vita utile di progetto.

Generalmente vengono individuati i seguenti stati limite:

- Stato limite ultimo (SLU). Associato al collasso della struttura o di alcune sue parti, esso ha come obiettivo principale la salvaguardia delle vite umane. Vanno valutate sia le condizioni statiche che sismiche, in particolare queste ultime vengono determinate sulla base di un terremoto con una probabilità di occorrenza del 10% in 50 anni (EC8, OPCM3274).
- Stato limite di danno (SLD). In tale situazione le costruzioni non devono subire danni gravi ed interruzioni d'uso in conseguenza di eventi sismici con probabilità di occorrenza del 50% in 50 anni (OPCM3274 par. 2).
- Stati limite di Esercizio/Servizio (SLE/SLS). Essi sono associati a situazioni oltre le quali i requisiti funzionali della struttura o di alcune sue parti non sono più soddisfatti (fessurazioni, deformazioni, cedimenti, vibrazioni).

1.1. Azioni

Le azioni vengono suddivise in permanenti “G”, variabili “Q”, eccezionali “A” e per esse vengono definiti i valori caratteristici.

Le azioni permanenti possono essere rappresentate tramite un unico valore caratteristico quando variano di poco nel tempo. Nel caso in cui cambino in maniera significativa vengono invece descritte tramite due valori caratteristici inferiore e superiore, $G_{k,inf}$ e $G_{k,sup}$, ottenuti dall’elaborazione di dati statistici. Essi rappresentano il frattile inferiore e il frattile superiore di ordine cinque della funzione di densità di probabilità, di conseguenza la probabilità che il valore reale dell’azione sia inferiore a $G_{k,inf}$ o superiore a $G_{k,sup}$ è, in base alla definizione data, inferiore al 5%.

Le azioni variabili per loro stessa natura possono cambiare nel tempo; esse vengono descritte dal loro valore caratteristico Q_k e dai valori di combinazione, ottenuti moltiplicando Q_k per ψ_0 , ψ_1 o ψ_2 , coefficienti variabili in base alle situazioni da analizzare. Il valore caratteristico delle azioni variabili viene definito fissando un periodo di ritorno, ovvero un’unità temporale di riferimento in cui l’azione variabile considerata ha una determinata probabilità di superamento (ad esempio l’EC8 e l’OPCM 3274 definiscono il valore caratteristico dell’azione sismica allo SLU sulla base di un periodo di ritorno di 475 anni, che comporta una probabilità di superamento del 10% in 50 anni).

Le azioni eccezionali vengono descritte tramite un unico valore nominale, essendo difficile applicare ad esse i metodi statistici.

1.2. Materiali

I materiali, così come le azioni, vengono rappresentati individuandone i valori caratteristici. Tuttavia, mentre nel progetto strutturale i parametri dei materiali vengono determinati grazie ai risultati di numerose prove, il progetto geotecnico generalmente dispone di un numero di prove inferiore ed i valori utilizzati vanno pertanto interpretati come “...a cautious estimate of the value affecting the occurrence of the limit state” ([26] par. 2.4.5.2(2)). Il valore caratteristico dei parametri geotecnici va quindi scelto in base allo SL in esame, alle dimensioni del terreno coinvolto e al tipo di sollecitazioni a cui esso è sottoposto.

1.3. Valori di progetto

Nelle analisi agli stati limite vengono utilizzati i valori di progetto, ottenuti moltiplicando (nel caso delle azioni) o dividendo (nel caso dei materiali) i valori rappresentativi per i coefficienti parziali di sicurezza. Tali coefficienti attribuiscono un diverso peso alle grandezze che entrano in gioco e forniscono una stima delle incertezze che intervengono nel calcolo della struttura. Inoltre essi possono essere applicati sia alle azioni che ai loro effetti. Nel seguito si danno alcune utili definizioni ([24] par. 6.3):

Valore di progetto di un’azione:

$$\begin{aligned} F_d &= \gamma_f F_{rep} \\ F_{rep} &= \psi F_k \\ F_{rep} &= \text{valore rappresentativo dell'azione} \\ F_k &= \text{valore caratteristico dell'azione} \\ \psi &= 1 \text{ oppure } \psi_0, \psi_1, \psi_2 \\ \gamma_f &= \text{coefficiente parziale} \end{aligned}$$

Valore di progetto delle proprietà del materiale:

$$\begin{aligned} X_d &= \eta X_k / \gamma_m \\ X_k &= \text{valore caratteristico del materiale} \\ \eta &= \text{valore medio del coefficiente di conversione che tiene conto di effetti di volume, scala, umidità, temperatura...} \\ \gamma_m &= \text{coefficiente parziale} \end{aligned}$$

Valore di progetto di un dato geometrico:

$$\begin{aligned} a_d &= a_{nom} \pm \Delta_a \\ a_{nom} &= \text{valore nominale} \\ \Delta_a &= \text{eventuali scostamenti sfavorevoli} \end{aligned}$$

Valore di progetto degli effetti delle azioni:

$E_d = \gamma_{Sd} E \{ \gamma_{fi} F_{rep,i} ; a_d \}$
 γ_{Sd} = coefficiente parziale che tiene conto delle incertezze associate alla modellazione degli effetti delle azioni e, in alcuni casi, alla modellazione delle azioni.

Valore di progetto delle resistenze:

$R_d = (1/\gamma_{Rd}) R \{ X_{d,i} ; a_d \}$
 γ_{Rd} = coefficiente parziale che tiene conto dell'incertezza nel modello di resistenza e degli scostamenti geometrici.

1.4. Combinazioni

Durante la vita utile di progetto di una struttura può accadere che le azioni non siano sempre presenti al loro valore massimo, ed inoltre non è detto che il considerare agenti contemporaneamente i valori massimi sia a favore di sicurezza [20]. Può infatti accadere che alcune azioni siano massime mentre altre assumano un valore basso o addirittura nullo. Di conseguenza vanno valutate tutte le possibili combinazioni di azioni necessarie ad evidenziare le situazioni critiche. Di seguito vengono riportate le combinazioni per gli SLU definite dalle varie norme (si ricorda che il simbolo “+” significa “da combinarsi con”).

EUROCODICI ([24] par. 6.4.3)

Situazioni di progetto persistenti o transitorie:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1)$$

Situazioni di progetto eccezionali:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ oppure } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2)$$

Situazioni di progetto sismiche:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3)$$

Essendo

$G_{k,j}$ = valore caratteristico dell'azione permanente j;
 P = valore rappresentativo significativo di una azione di precompressione;
 $Q_{k,1}$ = valore caratteristico dell'azione variabile dominante 1;
 $Q_{k,i}$ = valore caratteristico dell'azione variabile non dominante i;
 A_d = valore di progetto di un'azione eccezionale;
 $A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek}$ = valore di progetto dell'azione sismica;
 γ_I = coefficiente di importanza;
 A_{Ek} = valore caratteristico dell'azione sismica;
 $\gamma_{G,j}$ = coefficiente parziale per l'azione permanente j;
 γ_P = coefficiente parziale per le azioni di precompressione;
 $\gamma_{Q,1}$ = coefficiente parziale per l'azione variabile 1;
 $\gamma_{Q,i}$ = coefficiente parziale per l'azione variabile i;
 $\psi_{0,i}$ = coefficiente per il valore di combinazione di un'azione variabile;
 $\psi_{1,i}$ = coefficiente per il valore frequente di un'azione variabile;
 $\psi_{2,i}$ = coefficiente per il valore quasi permanente di un'azione variabile.

DM 14/9/2005 ([16] par. 3.2.3, 5.1.2.1.2)

Stato Limite Ultimo:

$$F_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \gamma_{EGj} G_{kj} + \gamma_{Q1} \gamma_{EQ1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} (\psi_{0i} \gamma_{Qi} \gamma_{EQi} Q_{ki}) + \sum_{h \geq 1} \gamma_{ph} \gamma_{Eph} P_{kh} \quad (4)$$

Situazioni di progetto sismiche:

$$\gamma_E E + \gamma_G G_K + \gamma_P P_K + \sum_i \psi_{2,i} \gamma_Q Q_{K,i} \quad (5)$$

Essendo F_d = azioni di calcolo allo stato limite ultimo;
 G_{kj} = valore caratteristico della j-esima azione permanente;
 Q_{kl} = valore caratteristico dell'azione variabile di base;
 Q_{ki} = valore caratteristico della i-esima azione variabile;
 P_{kh} = valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
 $\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_P$ = coefficienti parziali;
 γ_E = coefficienti di modello delle azioni;
 $\psi_{0,i}$ = coefficienti di combinazione, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche;
 E = azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
 G_K = carichi permanenti al loro valore caratteristico;
 P_K = valore caratteristico dell'azione di precompressione, a cadute di tensione avvenute;
 Q_{Ki} = valore caratteristico dell'azione variabile Q_i ;
 $\psi_{2,i}$ = coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
 $\gamma_E, \gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$ = coefficienti parziali pari ad 1.

OPCM 3274 ([17] par. 3.3):

$$\gamma_I E + G_K + P_K + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{Ki} \quad (6)$$

Essendo γ_I = fattore di importanza;
 E = azione sismica per lo stato limite in esame;
 G_K = carichi permanenti al loro valore caratteristico;
 P_K = valore caratteristico dell'azione di precompressione, a cadute di tensione avvenute;
 Q_{Ki} = valore caratteristico dell'azione variabile Q_i ;
 $\psi_{2,i}$ = coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi permanente dell'azione variabile Q_i .

DM96 ([7] Parte Generale - punto 7):

$$F_d = \gamma_G G_k + \gamma_P P_k + \gamma_Q [Q_{1k} + \sum_{i>1} \psi_{0i} Q_{ik}] \quad (7)$$

Essendo G_k = valore caratteristico delle azioni permanenti;
 P_k = valore caratteristico della forza di precompressione;
 Q_{1k} = valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;
 Q_{ik} = valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
 $\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_P$ = coefficienti parziali;
 $\psi_{0,i}$ = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche.

Come si può notare, mentre gli Eurocodici e il DM 14/9/2005 valutano la possibilità che le varie azioni permanenti possano avere diversi coefficienti parziali " $\gamma_{G,j}$ ", così come le azioni variabili " $\gamma_{Q,i}$ ", il DM96 definisce un unico coefficiente di combinazione per le azioni permanenti e variabili, rispettivamente γ_G e γ_Q , escludendo dall'analisi molte combinazioni che potrebbero creare delle

situazioni di pericolosità, con conseguente possibile sottostima dello stato deformativo e tensionale della struttura [20].

2. Criteri di analisi per il calcolo della portanza del terreno

Le diverse metodologie di analisi delle strutture, e quindi nello specifico anche delle opere di fondazione, possono essere distinte in tre filoni: deterministico, probabilistico, semiprobabilistico. Al fine di chiarire il significato di tale suddivisione, nel seguito vengono esposti tali metodi con riferimento al calcolo della portanza del terreno.

Metodo deterministico (tensioni ammissibili): dopo aver effettuato una stima ragionata dei valori medi dei parametri del terreno, si calcola la portanza limite della fondazione e, al fine di ottenere la capacità portante ammissibile, si divide la capacità portante limite per un coefficiente di sicurezza globale, opportunamente elevato in modo da coprire le incertezze derivanti dalla determinazione dei parametri geotecnici e dalla schematizzazione del terreno. Questa metodologia ha il vantaggio di semplificare il calcolo e di ottenere dei valori di carico ammissibile molto cautelativi nei confronti del collasso a rottura. Per contro i cedimenti possono risultare sottostimati.

Metodo probabilistico: esso studia le azioni sulla struttura e la resistenza del terreno attraverso la teoria della probabilità. Per le azioni viene individuato un intervallo continuo di sollecitazioni possibili, ognuna col suo grado di probabilità; vengono quindi determinate le distribuzioni di probabilità per i carichi e le resistenze del terreno, scegliendo quelle più appropriate al caso in esame, infine si calcolano le probabilità di rottura del terreno e si valuta se queste siano accettabili per la struttura. Questo metodo comporta un onere computazionale maggiore rispetto al metodo deterministico, ma valuta in maniera rigorosa il grado di sicurezza dell'opera.

Metodo semiprobabilistico (stati limite): in questo tipo di approccio compare il concetto di coefficiente di sicurezza parziale, variabile in base al parametro preso in esame. Dopo aver determinato i valori caratteristici dei parametri del terreno, ipotizzando l'indipendenza fra sollecitazioni applicate e portanza, al fine di considerare eventuali incertezze si applicano ad essi i coefficienti di sicurezza parziali, in funzione dello stato limite considerato, e si calcola la portanza della fondazione utilizzando i valori di progetto. Infine si verifica che il valore del carico di progetto non superi il valore di portanza calcolato.

3. Progettazione delle fondazioni

Ogni qualvolta si progettano una struttura interagente con il terreno secondo l'EC 7 ([26] par. 2.4.7) vanno considerati i seguenti stati limite:

- EQU: (S.L. "di Equilibrio") perdita di equilibrio statico della struttura o del terreno.
 $E_{dst;d} \leq E_{stb;d}$
 $E_{dst;d}$ = valore di progetto dell'effetto delle azioni destabilizzanti;
 $E_{stb;d}$ = valore di progetto dell'effetto delle azioni stabilizzanti.
- STR: (S.L. "Strutturale") collasso o eccessiva deformazione degli elementi strutturali.
 $E_d \leq R_d$
 E_d = valore di progetto dell'effetto delle azioni;
 R_d = resistenza di progetto.
- GEO: (S.L. "Geotecnico") collasso o eccessiva deformazione del terreno.
 $E_d \leq R_d$
 E_d = valore di progetto dell'effetto delle azioni;
 R_d = resistenza di progetto.
- UPL: (S.L. "di Sollevamento") perdita di equilibrio dovuta al sollevamento causato dalla pressione dell'acqua.

- HYD: (S.L. “per Gradienti Idraulici”) collasso dovuto a gradienti idraulici.

Generalmente per le fondazioni continue superficiali vengono analizzati gli stati limite STR e GEO, determinati secondo i tre possibili approcci di progetto (*Design Approach*) previsti dall'Eurocodice 7 ([26] par. 2.4.7.3.4, Annex A), e lo stato limite sismico. Nel seguito la lettera A indica che i fattori parziali sono applicati alle azioni o agli effetti delle azioni; M ai parametri del suolo ed R alle resistenze.

DA1: DA1(C1): si amplificano tutte le azioni sulla fondazione e si lasciano inalterati i parametri del suolo e le resistenze del terreno, che compaiono con i loro valori caratteristici

$$A1 + M1 + R1;$$

DA1(C2): si amplificano solo le azioni variabili e si riducono i parametri del suolo

$$A2 + M2 + R1;$$

DA2: si amplificano tutte le azioni sulla fondazione, si lasciano inalterati i parametri del suolo e si riduce il carico limite così calcolato attraverso un unico coefficiente

$$A1 + M1 + R2;$$

DA3: si amplificano tutte le azioni sulla fondazione e si riducono i parametri del terreno

$$(A1 \text{ o } A2) + M2 + R3;$$

le azioni in questo caso vengono distinte in base alla loro origine strutturale (A1) o geotecnica (A2).

Per quanto riguarda l'approccio DA1 si potrebbe analizzare solo una delle due combinazioni, quella che governa il progetto, tuttavia è sempre bene valutare entrambe le combinazioni, visto che non si può determinare a priori quale sia la situazione peggiore.

Anche il DM14/9/2005 al par. 7.2.5.2 introduce la metodologia di calcolo proposta dall'Eurocodice 7, tuttavia diversamente da quest'ultimo propone la verifica solo nei confronti dell'approccio DA1.

La Bozza delle Norme Tecniche per le Costruzioni [4] al par. 6.4.2.1 propone due approcci di progetto:

Approccio 1: devono essere considerate entrambe le combinazioni

Combinazione 1: $A1 + M1 + R1$

Combinazione 2: $A2 + M2 + R2$

Approccio 2: $A1 + M1 + R3$

Come si può notare la combinazione 1 dell'approccio 1 coincide con la DA1(C1) proposta dall'EC7, al contrario le altre due combinazioni si discostano dalle corrispondenti proposte dall'EC7; inoltre i coefficienti γ_R sono sensibilmente diversi, come evidenziato nella Tabella 3. Tale allontanamento dall'impianto normativo degli Eurocodici, di fatto acquisito anche dal DM14/9/2005, appare, a parere degli scriventi, del tutto incomprensibile.

Tabella 1-A. Valori di progetto delle azioni per situazioni di progetto persistenti o transitorie (UNI EN 1990:2004 Appendice A, UNI EN 1997-1: 2005 Annex A).

Situazioni di progetto	Azioni permanenti		Azione variabile dominante		Azione variabile		
	Sfavorevole $\gamma_{Gj,sup}$	Favorevole $G_{kj,sup}$	Sfavorevole $\gamma_{Gj,inf}$	Favorevole $G_{kj,inf}$	Sfavorevole $\gamma_{Q,i}$	Favorevole $\psi_{0,i}$	Favorevole $Q_{k,i}$
Coefficienti parziali	$\gamma_{Gj,sup}$		$\gamma_{Gj,inf}$		$\gamma_{Q,1}$		$\gamma_{Q,i}$
STR/GEO (A1)	1,35		1		Sfavorevole 1,5 Favorevole 0		Sfavorevole 1,5 Favorevole 0
STR/GEO (A2)	1		1		Sfavorevole 1,3 Favorevole 0		Sfavorevole 1,3 Favorevole 0

Tabella 1-B. Valori di progetto delle azioni.

DM14/9/2005 par. 7.2.5.2				
Situazioni di progetto	Azioni permanenti		Azione variabile	
	Sfavorevole	Favorevole	Sfavorevole	Favorevole
(A1)	$\gamma_G = 1,4$	$\gamma_G = 1$	$\gamma_Q = 1,5$	$\gamma_Q = 0$
(A2)	$\gamma_G = 1$	$\gamma_G = 1$	$\gamma_Q = 1,3$	$\gamma_Q = 0$

Tabella 1-C. Valori di progetto delle azioni.

Bozza NTC par. 6.2.3.1.1						
Situazioni di progetto	Carichi permanenti (strutturali)		Carichi permanenti portati (non strutturali)		Carichi variabili	
	Sfavorevole	Favorevole	Sfavorevole	Favorevole	Sfavorevole	Favorevole
(A1) STR	$\gamma_{G1} = 1,3$	$\gamma_{G1} = 1$	$\gamma_{G2} = 1,5$	$\gamma_{G2} = 0$	$\gamma_{Qi} = 1,5$	$\gamma_{Qi} = 0$
(A2) GEO	$\gamma_{G1} = 1$	$\gamma_{G1} = 1$	$\gamma_{G2} = 1,3$	$\gamma_{G2} = 0$	$\gamma_{Qi} = 1,3$	$\gamma_{Qi} = 0$

Tabella 2. Coefficienti parziali di riduzione dei parametri del terreno (UNI EN 1997-1: 2005 Annex A, DM14/9/2005 par. 7.2.5.1, Bozza NTC par. 6.2.3.1.2, UNI EN 1998-5: 2005 par. 3).

Parametri del terreno	EC7		DM2005		BozzaNTC		EC8
	M1	M2	M1	M2	M1	M2	
Tangente dell'angolo di res. al taglio γ_ϕ	1,00	1,25	1,00	1,25	1,00	1,25	1,25
Coesione efficace γ_c	1,00	1,25	1,00	1,25	1,00	1,25	
Resistenza non drenata γ_{cu}	1,00	1,40	1,00	1,40	1,00	1,40	1,40
Resistenza a compr. non confinata γ_{qu} (rocce)	1,00	1,40					1,40
Densità del terreno γ_γ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	

Tabella 3. Coefficienti parziali di riduzione della resistenza (UNI EN 1997-1: 2005 Annex A, Bozza Norme Tecniche per le Costruzioni, aggiornate al 13 luglio 2007, Tab.6.4.I).

Resistenza	R1		R2		R3	
	EC7	BozzaNTC	EC7	BozzaNTC	EC7	BozzaNTC
Capacità portante γ_{Rv}	1,00	1,00	1,40	1,80	1,00	2,30
Res. allo scorrimento γ_{Rh}	1,00	1,00	1,10	1,10	1,00	1,10

4. Verifiche agli stati limite per fondazioni superficiali

Nel caso di opere interagenti col suolo vanno analizzati gli stati limite relativi al terreno e alla struttura.

4.1. Stati limite relativi al terreno

Per le fondazioni superficiali l'EC7 ([26] par. 6.2, 6.5, 6.6) impone di effettuare le seguenti verifiche:

- Stabilità globale: per strutture in prossimità di pendii, scavi, muri di sostegno, fiumi (...) si deve dimostrare l'improbabilità che il volume di terreno sede della fondazione possa instabilizzarsi.
- Rottura per carico limite: tale analisi consiste nel verificare la capacità di una fondazione a sostenere il carico di progetto con sicurezza.

$$V_d \leq R_d$$

V_d = carico di progetto allo SLU normale alla base della fondazione, comprendente il peso proprio della fondazione e di eventuale materiale di riporto.

R_d = carico limite di progetto della fondazione nei confronti dei carichi normali, valutato considerando l'eventuale effetto di eccentricità ed inclinazione degli stessi. Tale argomento non viene affrontato nella presente memoria.

- Rottura per scorrimento:

$$H_d \leq R_d + R_{p,d}$$

H_d = componente orizzontale del carico di progetto, comprendente l'eventuale spinta attiva esercitata dal terreno.

R_d = resistenza di progetto a taglio che può svilupparsi tra la base della fondazione ed il terreno.

$R_{p,d}$ = valore di progetto della spinta del terreno esercitata sul lato della fondazione, disponibile per l'intera vita della struttura in funzione dello spostamento appropriato allo stato limite considerato. Questo contributo può essere utilizzato a condizione che vengano presi adeguati provvedimenti in sito (compattazione del terreno di riporto, infissione di un muro verticale di fondazione nel terreno...).

In condizioni drenate:

$$R_d = V'_d \tan \delta_d$$

V'_d = carico efficace di progetto normale alla base della fondazione;

δ_d = valore di progetto (fattorizzato) dell'angolo di attrito sulla base della fondazione, per fondazioni di calcestruzzo gettato in opera può essere assunto pari all'angolo di resistenza al taglio a volume costante di progetto $\varphi'_{cv;d}$;

In condizioni non drenate:

$$R_d = A_c c_{u;d} = A_c (c_{u;k} / \gamma_{R,h})$$

A_c = superficie efficace della base;

$c_{u;d}$ = resistenza a taglio non drenata di progetto;

$c_{u;k}$ = resistenza a taglio non drenata caratteristica;

$\gamma_{R,h}$ = fattore di sicurezza parziale allo scorrimento per fondazioni superficiali.

(Se l'acqua o l'aria possono raggiungere la superficie di contatto tra la fondazione e l'eventuale strato sottostante di argilla non drenata, deve essere verificata la disuguaglianza: $R_d \leq 0,4 V_d$).

- Rottura nel terreno e nella struttura.
- Rottura strutturale dovuta a movimento delle fondazioni.
- Cedimenti eccessivi: vanno calcolati gli spostamenti verticali e orizzontali, assoluti e differenziali, valutando i valori immediati e a lungo termine e confrontandoli con i valori limite. Si devono inoltre calcolare le eventuali rotazioni.
- Sollevamenti eccessivi.
- Vibrazioni inaccettabili: si devono analizzare le vibrazioni e controllare che non causino cedimenti eccessivi; vanno adottati adeguati provvedimenti per assicurare che non si verifichi

risonanza tra la frequenza del carico pulsante ed una frequenza critica del sistema fondazione-terreno e per garantire che non avvenga la liquefazione del terreno. Devono essere considerate anche le vibrazioni causate da terremoti.

Per quanto riguarda le condizioni sismiche, l'OPCM3274 (All.to 4 par. 3.3.1), nel caso di fondazioni la cui base giaccia al di sopra del livello di falda, similmente all'Eurocodice, prescrive la verifica al collasso per slittamento e per rottura generale (collasso della capacità portante).

Il primo deve essere contrastato sfruttando la resistenza all'attrito tra base in c.a. e terreno "F_{Rd}"; solo nel caso in cui vengano presi adeguati provvedimenti in sito (compattazione del suolo, infissione di un muro verticale di fondazione, ...) può essere sfruttata anche la resistenza laterale "E_{pd}":

$$V_{sd} \leq F_{Rd} + E_{pd}$$

V_{sd} = valore di calcolo della forza orizzontale;

F_{Rd} = resistenza per attrito di calcolo, in assenza di studi specifici può essere valutata tramite l'espressione $F_{Rd} = N_{sd} \cdot \tan \delta$;

N_{sd} = valore di calcolo della forza verticale;

δ = valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio alla base della fondazione;

E_{pd} = resistenza laterale di calcolo derivante dalla spinta del terreno sulla faccia laterale della fondazione.

Il secondo stato limite, collasso per rottura generale, consiste nell'accertare che sotto l'azione delle sollecitazioni di calcolo il terreno di fondazione sia stabile e non presenti deformazioni permanenti incompatibili con i requisiti di funzionalità della struttura.

4.2. Confronto DM 11/3/88 – EC7 – OPCM3274

Il D.M. 11/3/88 al paragrafo C. 4.2 recita: *“Il carico limite del complesso fondazione-terreno deve essere calcolato sulla base delle caratteristiche geotecniche del sottosuolo e delle caratteristiche geometriche della fondazione. (...) Il carico ammissibile deve essere fissato come un'aliquota del carico limite. Il coefficiente di sicurezza non deve essere inferiore a 3”*.

Quindi la verifica a rottura per carico limite secondo la Normativa Italiana deve essere effettuata calcolando il carico limite, il carico di esercizio e valutando il loro rapporto FS. Questo deve risultare maggiore di un valore determinato in base alle caratteristiche della struttura e del terreno. La sicurezza viene pertanto garantita da un coefficiente globale FS, senza applicare coefficienti parziali su carichi, azioni e parametri di resistenza del terreno. Il metodo utilizzato è di tipo deterministico.

$$FS = \frac{q_{lim}}{q_{es}} \quad (8)$$

Secondo quanto previsto dagli Eurocodici si calcolano il carico di progetto (moltiplicando i carichi caratteristici permanenti e variabili per i rispettivi coefficienti parziali e combinandoli opportunamente → combinazioni STR - GEO - SISMA) ed il carico limite di progetto del terreno (dividendo i valori caratteristici dei materiali per i loro coefficienti parziali). Infine si verifica che il carico di progetto sia inferiore al carico limite di progetto del terreno. Il metodo utilizzato è di tipo semiprobabilistico.

$$q_{lim,d} \geq q_d \quad (9)$$

In letteratura sono reperibili studi relativi a confronti tra il margine di sicurezza che si ottiene utilizzando la procedura di calcolo dell'EC7 e quella del D.M. 88; i risultati evidenziano in generale che l'EC7 fornisce un fattore di sicurezza minore rispetto al D.M. 88, tuttavia *“l'adozione di una metodologia progettuale di maggiore qualità tecnica dovrebbe di per sé assicurare un significativo incremento del grado di sicurezza ed affidabilità di un'opera”* [14], [21].

E' significativo notare invece che, pur basandosi sulla metodologia di calcolo agli stati limite, l'OPCM3274, al paragrafo 5.4.7.4, per determinate tipologie di fondazioni e di terreno, propone una metodologia semplificata per la verifica della capacità portante del terreno, assumendo i valori nominali dei parametri di resistenza ed utilizzando un coefficiente di sicurezza globale, nel caso delle fondazioni superficiali pari a 2. Ne deriva un approccio di tipo "misto", in effetti non del tutto coerente con il metodo dei coefficienti parziali.

4.3. Stati limite relativi alla struttura

Come prescritto dall'Eurocodice 2 [25] - sezione 6, gli elementi in cemento armato devono essere verificati nei confronti degli stati limite ultimi per flessione (con e senza forza assiale), taglio puro, torsione pura, torsione e taglio, punzonamento.

Per quanto riguarda una fondazione continua di tipo superficiale, vanno fatte alcune considerazioni sugli schemi di calcolo utilizzati. Infatti, in base alle sue caratteristiche geometriche trasversali, essa può essere definita come rigida oppure flessibile. L'elemento determinante di tale classificazione è il rapporto $l_s/2h$, dove con "l_s" ed "h" si indicano rispettivamente la lunghezza dello sbalzo e l'altezza della suola di fondazione [13] (cfr. Fig. 5-6).

Nel caso in cui tale rapporto sia inferiore ad uno, la fondazione viene classificata come rigida. In questa situazione durante l'inflessione non è corretto ipotizzare il mantenimento delle sezioni piane ed ortogonali alle fibre (Bernoulli-Navier); al contrario il meccanismo di diffusione dello sforzo può essere analizzato tramite l'individuazione di un sistema resistente costituito da elementi compressi di calcestruzzo, *puntoni*, e da aste tese, *tiranti*, identificabili con le armature. La progettazione con i metodi tirante-puntone (*Strut and Tie Model "STM"*) prevede quindi l'individuazione di un traliccio reticolare di aste, identificabile in base all'andamento delle isostatiche di compressione e trazione, le quali devono essere in equilibrio tra loro e con i carichi esterni. Si devono quindi effettuare le verifiche per ogni elemento che compone il traliccio resistente: puntone, tirante e nodo ([25] par. 6.5).

Se il rapporto $l_s/2h$ è maggiore di uno la fondazione viene classificata come flessibile. In questo caso l'ipotesi di Bernoulli-Navier è verificata, di conseguenza la fondazione può essere analizzata tramite la classica teoria di de Saint Venant. Nel caso in cui la lunghezza dello sbalzo della fondazione sia elevato, le sollecitazioni derivanti dalla struttura sovrastante andranno ad interessare un'area relativamente piccola, detta "*area caricata*", determinando un possibile fenomeno di rottura per taglio, chiamato "punzonamento", il quale va verificato secondo i metodi illustrati al par. 6.4 dell'Eurocodice 2.

5. Modelli del terreno

Data la difficoltà a definire il comportamento di un mezzo così complesso come il terreno, sono state effettuate varie ricerche volte a determinare dei metodi per schematizzare in maniera appropriata il suolo. Si ricordano ad esempio i modelli di Barden, Koenig e Sherif, Boussinesq, Gibson e Winkler [6], [23].

Storicamente, vista la sua semplicità, il più utilizzato è il modello di Winkler. Esso, se usato in maniera consapevole, può condurre a risultati accettabili anche in presenza dei suoi limiti intrinseci. Si ricorda infatti che tale modello:

- non analizza lo stato tensionale e deformativo indotto dai carichi nel terreno;
- non riesce a rappresentare la diffusione di tensioni e deformazioni in punti distanti da quelli in cui è applicato il carico;
- nel caso di una fondazione soggetta a carichi uniformemente ripartiti porta ad una distribuzione delle reazioni del terreno uguale ed opposta al carico. Tale situazione conduce a caratteristiche di sollecitazione nulle nella trave di fondazione indipendentemente dalla rigidità di quest'ultima¹.

5.1 Modello di Winkler

Il terreno è schematizzato come un insieme di molle che reagiscono indipendentemente le una dalle altre ai carichi ad esse applicati. Ogni molla è caratterizzata dalla rigidità k , la quale molto spesso viene classificata per i diversi tipi di terreno. Tuttavia questo non è un approccio corretto dal

¹ Cfr. [23] par. 9.3.4, [13] cap.6.3.1.

momento che la rigidezza k non è una proprietà meccanica intrinseca del sottosuolo ma è un parametro matematico definito in funzione del carico applicato p , del cedimento unitario w , della forma e delle dimensioni della fondazione.

$$k = \frac{P}{w} \quad (10)$$

Un procedimento più convincente al fine di definire la rigidezza del terreno può essere quello di riferirsi alla costante k_I , misurabile eseguendo una prova di carico su piastra standard (UNI ENV 1997-3:2002 Appendice I.3-I.4), e da questa ricavare k in base ad una correlazione tra dimensioni della piastra di prova e dimensioni della fondazione. Per k_I è possibile definire dei valori tipici in funzione del tipo di terreno, essa infatti dipende solo da quest'ultimo essendo stata ricavata fissando le dimensioni della piastra di prova.

E' necessario porre molta attenzione nella scelta di "k_I" e "k", poiché una valutazione errata della costante di sottofondo può portare a variazioni non trascurabili nel calcolo dei periodi e delle forme di vibrare della struttura (analisi dinamica), nelle caratteristiche di sollecitazione degli elementi e negli spostamenti. Di conseguenza è buona prassi, oltre che dovuto per legge (cfr. DM14/09/2005), far precedere la progettazione strutturale da una adeguata serie di indagini geotecniche, al fine di acquisire un chiaro quadro conoscitivo relativamente alle caratteristiche del suolo di fondazione.

Per indagare in merito alle diversità che nascono, in termini di caratteristiche di sollecitazione e pressioni sul terreno, a causa delle diverse assunzioni che si possono fare in sede di progettazione, con un codice di calcolo agli elementi finiti (SAP2000^{®2}) è stato modellato un telaio bidimensionale costituito da tre pilastri collegati tra loro dalle travi di fondazione e da quelle d'impalcato, queste ultime soggette ad un carico verticale uniformemente distribuito diverso per le due campate. Si sono analizzate varie configurazioni di rigidezza ($k^{(1)} = 0,6 \text{ daN/cm}^3$; $k^{(2)} = 5 \text{ daN/cm}^3$; $k^{(3)} = 20 \text{ daN/cm}^3$) e di geometria delle travi di fondazione ed elevazione (cfr. Tabella 4).

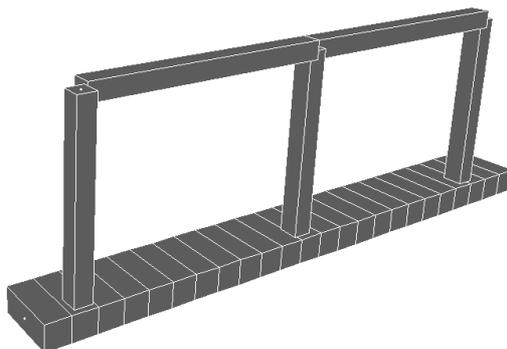


Figura 1. Vista tridimensionale del modello.

Tabella 4. Dimensioni delle travi di fondazione (F1, F2, F3) e d'impalcato (T1, T2).

Elemento	Larghezza (m)	Altezza (m)
Fondazione F1	1	0,4
Fondazione F2	1	0,8
Fondazione F3	1	1,2
Trave T1	0,3	0,3
Trave T2	0,3	0,9

² Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA.

Le elaborazioni condotte hanno prodotto i risultati riassunti nella tabella 5. In essa, leggendo le tipologie di travi di fondazione e d'impalcato lungo le righe e le colonne rispettivamente, si può riscontrare un aumento delle differenze di pressione da un nodo all'altro all'aumentare della rigidezza del terreno. Per la fondazione F1 (meno rigida) questa diversità è marcata, mentre per la F2 comincia ad attenuarsi, infatti la curva $\{F2, T1, k^{(2)}\}$ tende a seguire l'andamento della $\{F2, T1, k^{(1)}\}$. Con la $\{F3, T1, k^{(2)}\}$ tale avvicinamento è ancora più sentito. In tutti e tre i casi si nota invece come la curva relativa a $k^{(3)}$ mantenga un andamento che si discosta di molto dalle altre.

Nei grafici di Tabella 6 è stato diagrammato l'andamento dei momenti flettenti massimi in fondazione, i quali si verificano per tutti i casi analizzati al di sotto del pilastro centrale. I diagrammi riportano in ordinata i momenti flettenti ed in ascissa il valore della rigidezza del suolo. In tutti i casi analizzati si nota un aumento del valore del momento flettente al diminuire della rigidezza del terreno e all'aumentare della rigidezza della fondazione.

Tabella 5. Andamento delle pressioni sul suolo (considerando solo i carichi portati, escluso il peso proprio della struttura).

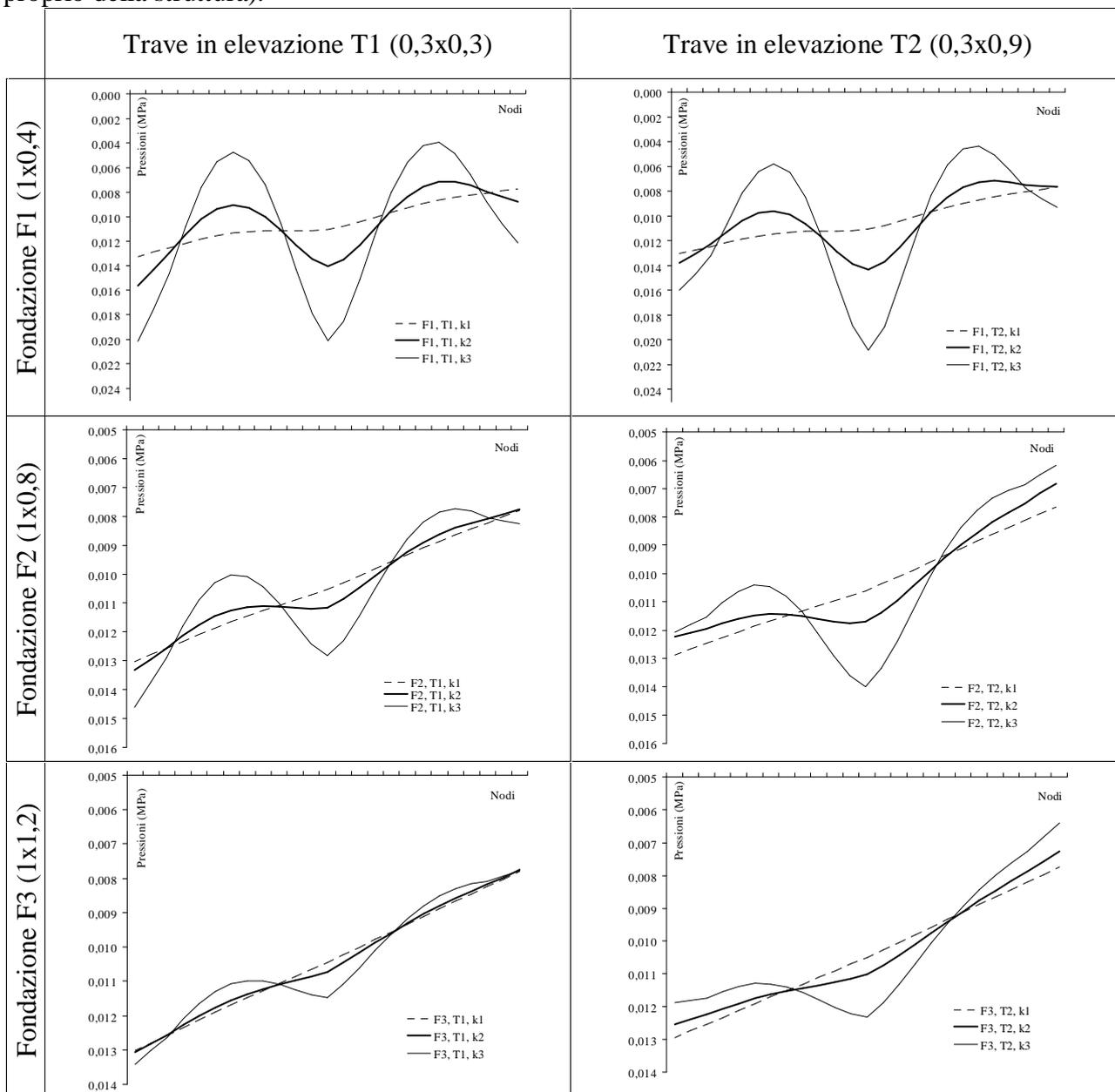
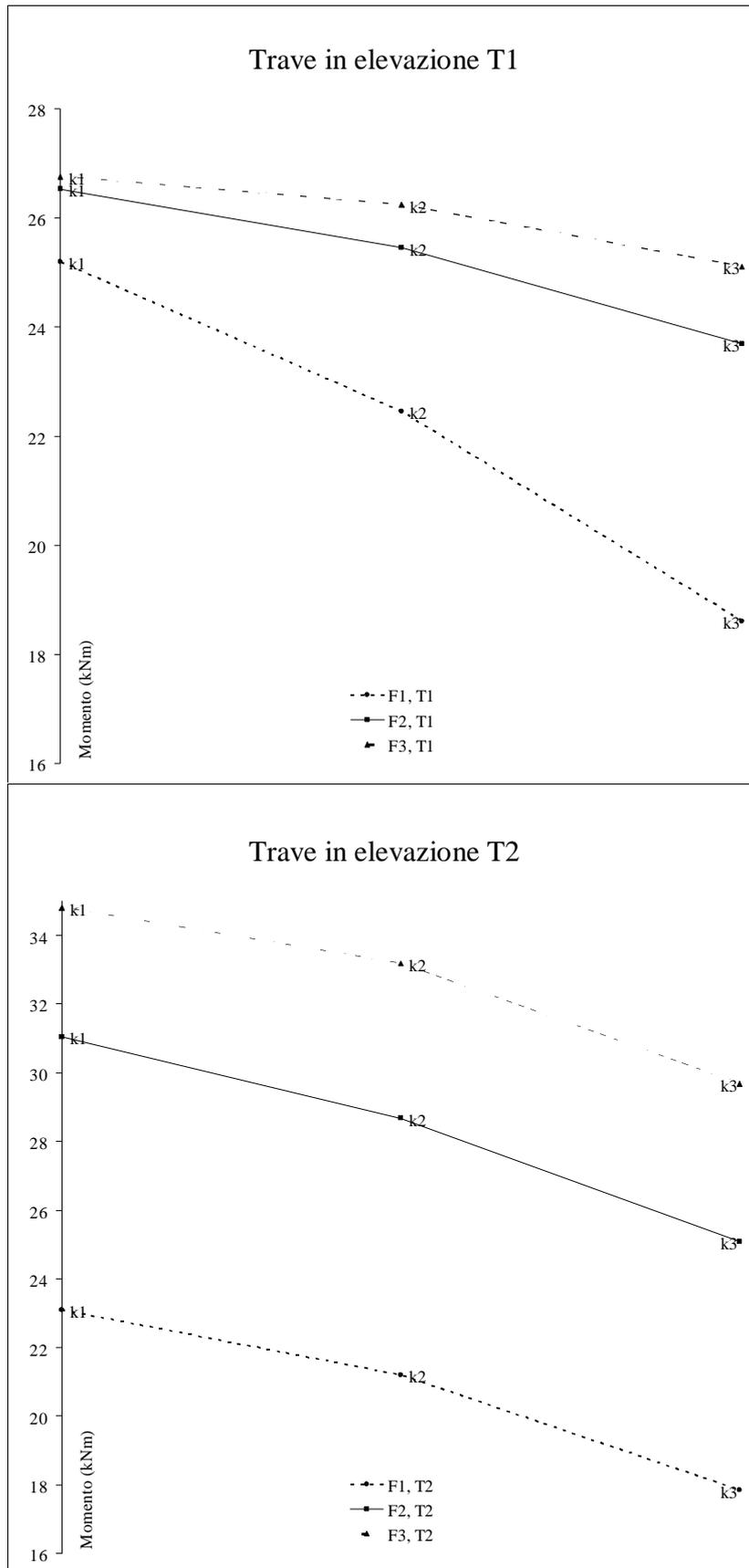


Tabella 6. Andamento dei momenti flettenti massimi in fondazione in funzione delle dimensioni delle travi e della rigidità del terreno (considerando solo i carichi portati, escluso il peso proprio della struttura).



6. Calcolo strutturale delle fondazioni

6.1. Modellazione strutturale delle fondazioni

Nello studio di una struttura la conoscenza del terreno è di primaria importanza. Il calcolo dell'azione sismica di progetto richiede infatti la definizione della categoria del suolo di fondazione ed in alcuni casi delle condizioni topografiche al contorno (per strutture con fattore d'importanza $\gamma_I > 1$) in base alle quali l'azione sismica verrà amplificata (OPCM3274, EC8).

Il considerare o meno l'interazione terreno – struttura può portare a risultati diversi in termini di sollecitazioni sugli elementi e spostamenti in sommità; ad esempio nel caso in cui si esegua un'analisi modale a spettro di risposta su un edificio rigido posizionato su di un terreno deformabile, opportunamente modellato, si otterrà un aumento del periodo proprio con conseguente diminuzione delle azioni interne e aumento degli spostamenti in sommità. Nel caso in cui lo stesso edificio venga modellato con incastri alla base senza considerare l'interazione col suolo si otterrà una diminuzione del periodo proprio, un aumento delle sollecitazioni e una diminuzione degli spostamenti in sommità. Questi due approcci sono per così dire complementari; naturalmente nella realtà fisica ogni opera ha la sua peculiarità, per cui la progettazione può muoversi all'interno di questo intervallo valutando di volta in volta quale possa essere la condizione peggiore.

Per quanto riguarda l'indirizzo adottato dalle normative, si ricorda che l'EC7 consiglia di valutare l'interazione col suolo nel caso in cui la rigidità strutturale sia elevata; l'EC8 fornisce un elenco di casi in cui si deve tenere conto degli effetti di interazione dinamica terreno - struttura perché possono indurre situazioni peggiorative sugli elementi ([28] par. 6, Appendice D):

- strutture in cui devono essere considerati gli effetti P- Δ (secondo ordine);
- strutture con fondazioni massicce o profondamente interrato;
- strutture alte e snelle;
- strutture fondate su terreno molto deformabile.

L'OPCM3274 non fornisce alcuna informazione sull'interazione terreno-struttura, mentre la Bozza NTC propone di valutarne gli effetti per strutture alte e snelle e per strutture fondate su terreni molto deformabili.

La modellazione degli elementi di fondazione e la conseguente impostazione progettuale si basano quindi sulla valutazione di diversi parametri:

- sismicità;
- caratteristiche di deformabilità del terreno (se non è possibile eseguire il numero di indagini e prove necessarie a caratterizzare con precisione il terreno, è bene sviluppare più modelli di calcolo, analizzando le situazioni limite dell'intervallo all'interno del quale si stima possa collocarsi il modello di suolo di fondazione);
- tipologia di contatto tra fondazioni superficiali e suolo (in genere si considera un contatto di tipo liscio con tensioni tangenziali nulle; anche se la realtà fisica è diversa la mancata considerazione di queste tensioni produce un errore sulle sollecitazioni di qualche unità percentuale [23]);
- dimensioni della sovrastruttura;
- tipologia della fondazione;
- rigidità relativa struttura - fondazione - terreno;
- rigidità delle fondazioni, dimensioni e vincoli reali che si andranno a realizzare in opera (se la fondazione è molto rigida, di grandi dimensioni ed insiste su di un terreno rigido, e se i carichi agenti sono tali da potersi ricondurre ad uno schema di vincoli fissi alla base, allora si possono studiare separatamente sovrastruttura e fondazione riportando su quest'ultima le azioni trasmesse dalla prima; quando i terreni sono soffici assume invece notevole importanza l'interazione terreno – struttura ed il considerarla o meno può condurre a risultati sensibilmente diversi);
- distribuzione dei carichi;
- scelta del modello del suolo;
- valutazione alle zone nodali di compenetrazione della materia e delle eventuali eccentricità tra gli elementi strutturali.

Nella Tabella 7 si riportano i minimi d'armatura richiesti e le caratteristiche geometriche che una fondazione deve possedere.

Tabella 7. Percentuali d'armatura e dimensioni della fondazione.

Normativa	Percentuale minima di armatura longitudinale	Larghezza minima della fondazione $b_{w,min}$ (m)	Altezza minima della fondazione $h_{w,min}$ (m)
OPCM 3274	0,2%	-	-
Bozza NTC	0,2%	-	-
EC8 ³	0,4%	0,25 m	0,40 (se n° piani ≤ 3); 0,50 (se n° piani ≥ 4)

6.2. Determinazione delle azioni di calcolo in zona sismica

Per quanto riguarda i criteri di calcolo delle fondazioni superficiali in zona sismica l'EC8 ([27] par. 4.4.2, 4.4.2.6; [28] par. 5.3) definisce dei requisiti aggiuntivi oltre alle regole dettate dall'EC7.

Per prima cosa vengono fissate le regole base per il progetto, specificando che si deve in generale usare un unico tipo di fondazione per una stessa struttura, a meno che questa non consista di unità indipendenti dal punto di vista dinamico. Il tipo di fondazione da utilizzare deve poi avere una rigidezza tale da trasmettere al terreno nel modo più uniforme possibile le azioni ricevute dalla sovrastruttura.

Il dimensionamento strutturale segue due metodi diversi nella determinazione delle sollecitazioni di progetto, in funzione della scelta strutturale effettuata. Per le strutture dissipative le sollecitazioni vanno valutate sulla base del "capacity design", tenendo conto del possibile sviluppo di sovrarresistenza, mentre per le strutture non dissipative le sollecitazioni vengono calcolate semplicemente in base alla combinazione delle azioni sismiche di progetto.

Anche l'OPCM 3274 al paragrafo 5.4.7 distingue la metodologia di calcolo delle strutture di fondazione in base alle classi di duttilità (CD). Per il livello CD "A", in cui la struttura, sotto l'azione sismica di progetto si trasforma in un meccanismo dissipativo ad alta capacità, il dimensionamento delle fondazioni e la verifica di sicurezza del terreno devono essere eseguiti assumendo come sollecitazioni agenti le resistenze degli elementi strutturali soprastanti, secondo il concetto di "sovrarresistenza". Viceversa nel livello CD "B", in cui si richiede che tutti gli elementi a funzionamento flessionale posseggano una soglia minima di duttilità, si assumono come sollecitazioni agenti quelle effettivamente ottenute dall'analisi della struttura.

La Bozza NTC, al par. 7.2.5, modifica drasticamente quanto proposto dall'OPCM 3274, affermando che, sia per CD "A" che per CD "B", il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Questo significa che la duttilità è richiesta sempre.

In zona sismica si deve tener conto delle azioni aggiuntive indotte sulla struttura da eventuali spostamenti relativi orizzontali a livello della fondazione, per questo motivo le fondazioni devono essere adeguatamente collegate le une alle altre. Nel caso si utilizzino fondazioni nastriformi di tipo continuo questo requisito si ritiene soddisfatto; al contrario nel caso in cui le fondazioni siano di tipo puntuale (plinti, pali) è necessario prevedere delle travi di collegamento o una piastra tali da renderle solidali.

In assenza di valutazioni precise, questi elementi di collegamento devono essere in grado di assorbire una forza assiale, a trazione e compressione, pari a:

³ [27] par. 5.8.2.

OPCM 3274 par. 5.4.7.2:	$\pm 0,5 a_g S \gamma_I / g N_{Sd}$ (per suoli di tipo C ed E) $\pm 0,6 a_g S \gamma_I / g N_{Sd}$ (per suoli di tipo D) a_g = accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A; S = fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione; γ_I = fattore di importanza; g = accelerazione di gravità; N_{Sd} = valore medio degli sforzi verticali agenti sugli elementi collegati; Per profili stratigrafici di tipo A o B è consentito omettere i collegamenti.
UNI EN 1998-5:2005 par. 5.4.1.2:	$\pm 0,3 \alpha S N_{Sd}$ per suolo di tipo B; $\pm 0,4 \alpha S N_{Sd}$ per suolo di tipo C; $\pm 0,6 \alpha S N_{Sd}$ per suolo di tipo D; $\alpha = a_g/g$; S = parametro del suolo; N_{Sd} = valore medio delle forze assiali di progetto degli elementi verticali connessi nella situazione di progetto sismica.
Bozza NTC par. 7.2.5.1:	$\pm 0,3 N_{Sd} a_{max}/g$ per il profilo stratigrafico di tipo B; $\pm 0,4 N_{Sd} a_{max}/g$ per il profilo stratigrafico di tipo C; $\pm 0,6 N_{Sd} a_{max}/g$ per il profilo stratigrafico di tipo D; $a_{max} = a_g S$; a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa del sito; S = coefficiente che comprende l'effetto della amplificazione stratigrafica e topografica; N_{Sd} = valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati.

Come si può osservare mentre l'EC8 e la Bozza NTC consentono di omettere i collegamenti solo in presenza di suolo di tipo A, l'OPCM 3274 permette l'omissione anche in presenza di suoli di tipo B⁴.

6.3 Particolari costruttivi

Se il metodo di calcolo utilizzato per verificare la sicurezza dell'opera riveste primaria importanza, non minore attenzione va rivolta alla definizione dei dettagli costruttivi strutturali. Infatti il corretto posizionamento delle armature, la determinazione di una adeguata lunghezza d'ancoraggio delle stesse (cfr. EC2 par. 8.4) e la scelta di un idoneo copriferro contribuiscono a garantire la necessaria resistenza e durabilità alla struttura.

Come specificato dall'Eurocodice 2 al par. 4.4, il copriferro nominale, c_{nom} , è definito dalla somma di due contributi:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

c_{min} = copriferro minimo;

Δc_{dev} = margine di progetto per gli scostamenti.

Il copriferro minimo viene determinato per soddisfare i requisiti relativi all'aderenza, in funzione del diametro e della disposizione delle armature (EC2 prospetto 4.2), ed i requisiti relativi alle condizioni ambientali, in funzione della classe strutturale e della classe di esposizione (EC2 prospetti 4.1, 4.3N, 4.4N, 4.5N).

⁴ La classificazione dei suoli secondo EC8 è riportata in UNI EN 1998-1:2005 par. 3.1.2 - Tab. 3.1, secondo OPCM 3274 al par. 3.1, secondo la Bozza NTC al par. 3.2.2 - Tab. 3.2.II-III.

Al fine di fornire un utile supporto progettuale, nelle seguenti figure vengono riassunte le prescrizioni minime proposte da OPCM 3274 ed EC8 relativamente ai particolari costruttivi delle fondazioni superficiali [3].

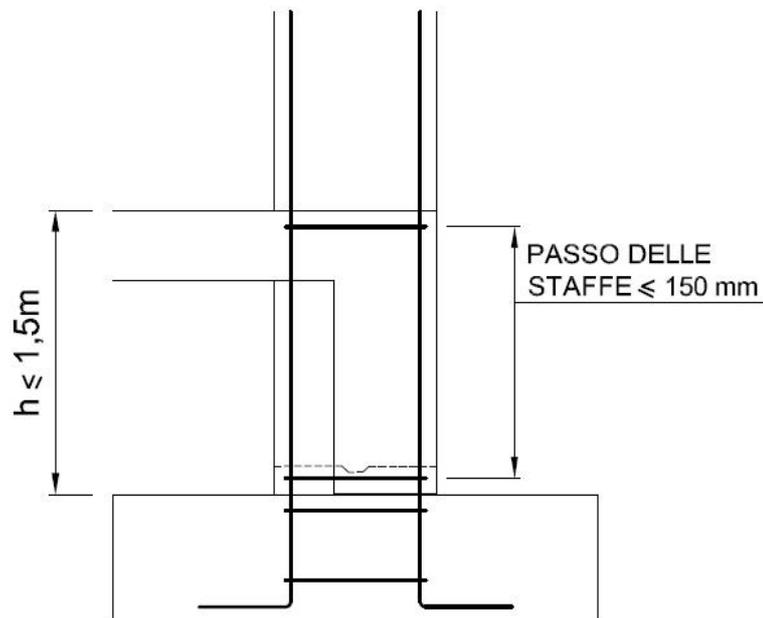
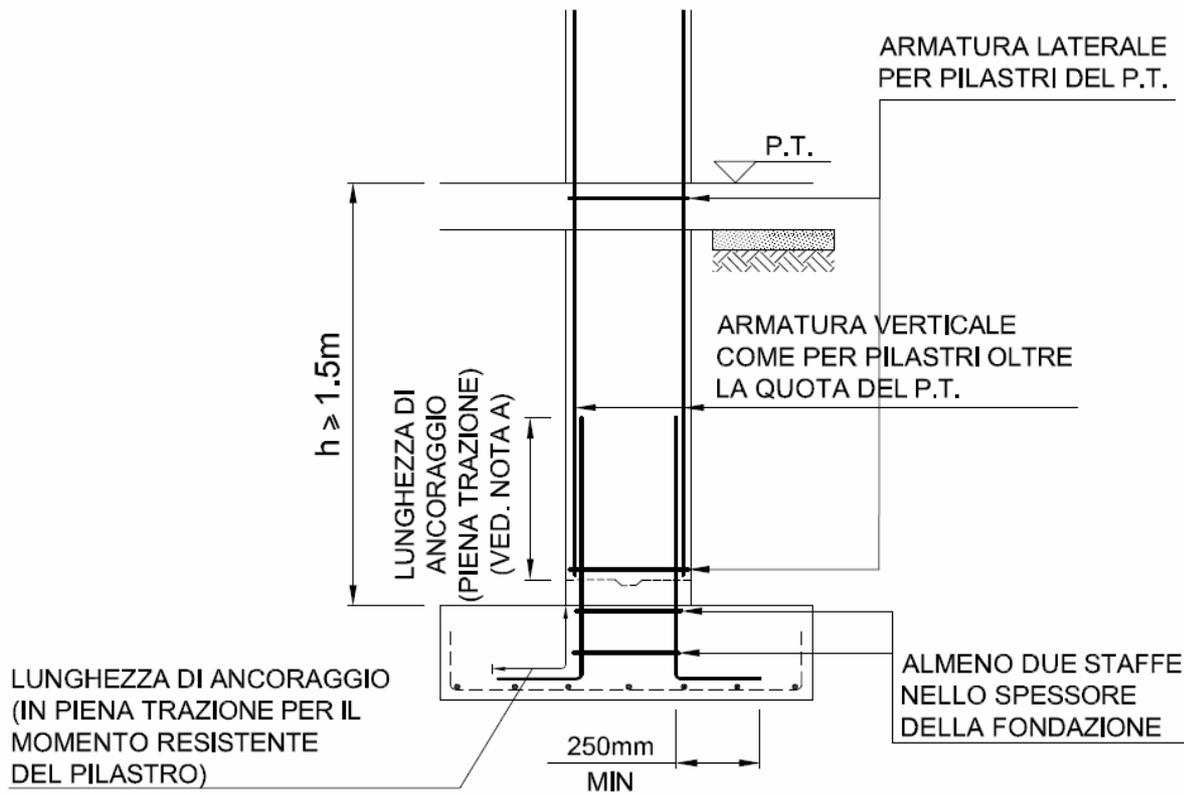


Figura 2. Particolari costruttivi: armatura di ripresa dei pilastri (Nota A: se l'altezza "h" è sufficientemente elevata, nelle zone a medio ed alto rischio sismico il giunto di costruzione pilastro – fondazione deve essere realizzato a metà altezza del pilastro).

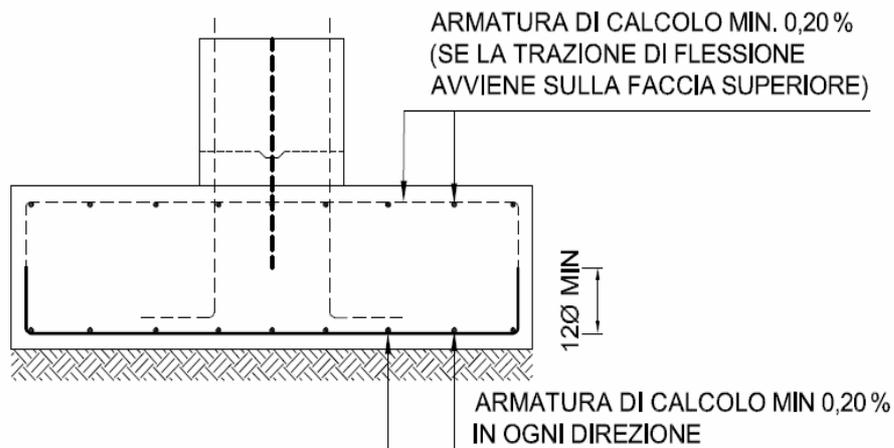


Figura 3. Particolari costruttivi: fondazioni di pilastri.

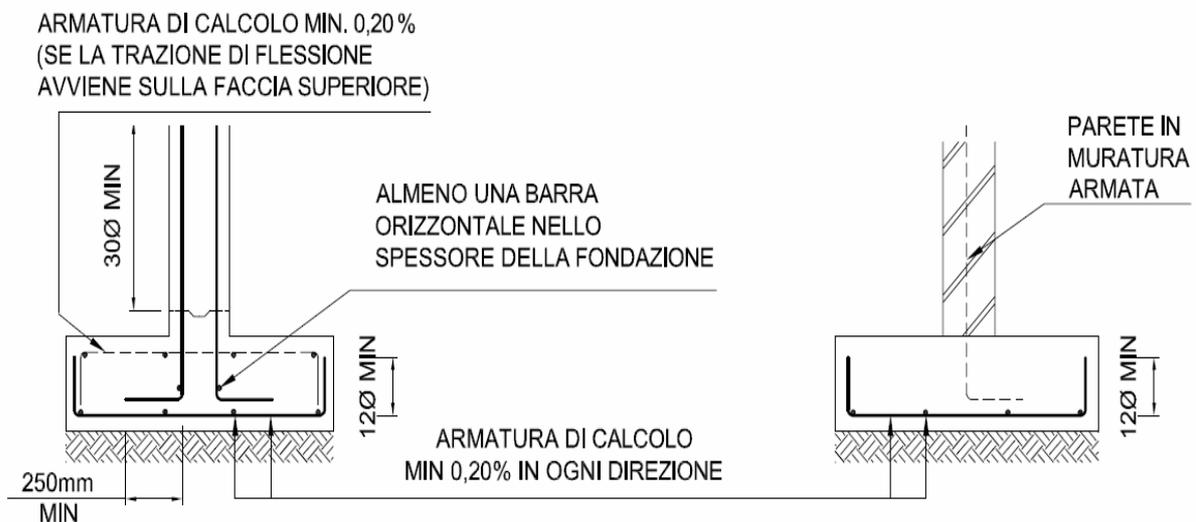


Figura 4. Particolari costruttivi: fondazioni di muri.

6.4. Dimensionamento dell'armatura longitudinale di un fondazione superficiale

Il dimensionamento delle travi di fondazione dipende dallo schema di calcolo adottato (Cfr. i punti 6.1 e 6.2 della presente memoria). Al variare della rigidezza relativa struttura - fondazione - terreno e dell'importanza dell'opera in esame, il progettista deciderà se condurre un'analisi completa che tenga conto dell'interazione terreno - struttura oppure utilizzare degli schemi di calcolo semplici in cui struttura e fondazione vengono analizzate separatamente (Cfr. par. 8.7 di [13]).

Dopo aver scelto il modello di calcolo, l'armatura da predisporre viene calcolata sulla base delle caratteristiche di sollecitazione di progetto agenti sugli elementi di fondazione, secondo la classica teoria delle travi. A tal proposito si ricorda che per un predimensionamento dell'armatura a flessione, A_s , si può utilizzare la formula valida per il caso di semplice armatura (11), salvo verificare a posteriori il campo di rottura della sezione,

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{0,9 d f_{yd}} \quad (11)$$

in cui M_{Sd} rappresenta il momento sollecitante di progetto, d l'altezza utile della sezione ed f_{yd} la tensione di snervamento dell'acciaio.

Per quanto riguarda la verifica a taglio ([25] par. 6.2), va sempre preliminarmente calcolato il contributo alla resistenza dovuto al solo calcestruzzo, $V_{Rd,c}$, verificando che esso sia superiore al taglio sollecitante di progetto, V_{Sd} . In caso affermativo va comunque disposta un'armatura minima resistente a taglio. Al contrario, nel caso in cui $V_{Rd,c}$ sia inferiore a V_{Sd} , va calcolata l'armatura specifica per resistere a tale sollecitazione (staffe e ferri sagomati).

6.5. Dimensionamento dell'armatura trasversale di un fondazione superficiale

Di seguito si espone il criterio di calcolo per il dimensionamento dell'armatura nella sezione trasversale di una fondazione superficiale così come riportato al par. 8.2. di [13]. Viene analizzato solo il caso di carico centrato, per il calcolo in presenza di eccentricità si rimanda al paragrafo citato.

Come spiegato precedentemente, una fondazione superficiale può essere classificata come rigida o flessibile in base alle sue dimensioni caratteristiche. Indicando con "h" l'altezza e con " l_s " la lunghezza dello sbalzo della suola di fondazione:

- se $l_s \leq 2h$ la fondazione è rigida (cfr. Fig. 5), il meccanismo resistente al suo interno può essere schematizzato con bielle compresse di calcestruzzo e tiranti (STM). Lo sforzo agente su questi ultimi determina l'armatura necessaria. Nel caso di carico centrato lo sforzo nel tirante inferiore si calcola con la formula:

$$T_d = A_s \cdot f_{yd} = \frac{N_d}{8} \cdot (b_{inf} - b_{sup}) \cdot \frac{1}{0,85d} \quad (12)$$

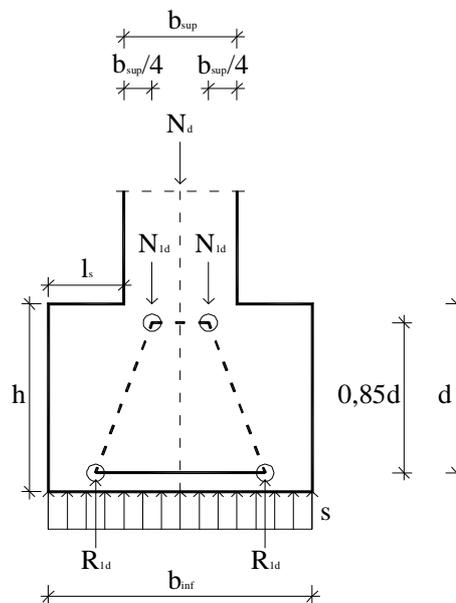


Figura 5. Schema resistente per fondazione rigida.

- se $l_s > 2h$ la fondazione è flessibile e si può assumere che le sezioni si mantengano piane durante l'inflessione, potendo quindi utilizzare la teoria tecnica delle travi dovuta a de Saint Venant. Il momento flettente per unità di lunghezza della fondazione si calcola con la formula:

$$M_d = \frac{N_d}{2 b_{inf}} \cdot \left(\frac{b_{inf} - b_{sup}}{2} + e \right)^2 \quad (13)$$

essendo e la distanza della sezione di riferimento dal filo esterno dell'elemento strutturale sovrastante (cfr. Fig. 6; per muro in calcestruzzo $e=0,15 b_{sup}$; per muratura $e=0,25 b_{sup}$). Si noti come la (13) rappresenti la classica formula del momento flettente all'incastro di una mensola, $M=ql^2/2$,

in cui: $q = N_d/b_{inf}$

$$l = (b_{inf}-b_{sup})/2 + e$$

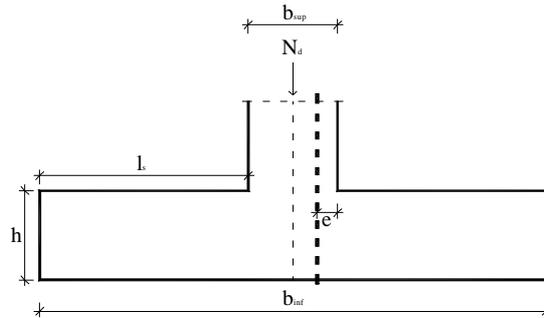


Figura 6. Sezione di riferimento per fondazione flessibile.

Di seguito si riportano degli esempi numerici relativi ai due casi esposti, utilizzando un acciaio FeB44k ($f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 430/1,15 = 373,9$ MPa).

Esempio 1:

Luce della parte a sbalzo: $l_s = 0,95$ m

Altezza della parte a sbalzo: $h = 0,50$ m

$$l_s/(2h) = 0,95 < 1 \text{ Fondazione rigida}$$

Altezza utile: $d=h-c = 0,43$ m

Larghezza superiore: $b_{sup} = 0,30$ m

Larghezza inferiore: $b_{inf} = 2,20$ m

Carico agente: $N_d = 50,00$ kN

Trazione nel tirante: $T_d = A_s \cdot f_{yd} = (N_d/8) \cdot (b_{inf}-b_{sup})/0,85 \cdot d = 32,49$ kN

Armatura necessaria: $A_{s,req} = T_d/f_{yd} = 86,89$ mm²

Esempio 2:

Luce della parte a sbalzo: $l_s = 1,20$ m

Altezza della parte a sbalzo: $h = 0,50$ m

$$l_s/(2h) = 1,20 > 1 \text{ Fondazione flessibile}$$

Altezza utile: $d=h-c = 0,43$ m

Larghezza superiore: $b_{sup} = 0,30$ m

Larghezza inferiore: $b_{inf} = 2,70$ m

Distanza dal filo esterno (muro in cls): $e=0,15 \cdot b_{sup} = 0,045$ m

Carico agente: $N_d = 50,00$ kN

Momento sollecitante: $M_{Sd} = (N_d/2b_{inf}) \cdot [(b_{inf}-b_{sup})/2+e]^2 = 14,35$ kN·m

Armatura necessaria: $A_{s,req} = M_{Sd}/(0,9 \cdot d \cdot f_{yd}) = 99,19$ mm²

7. Conclusioni

In questa memoria si sono introdotti gli elementi generali necessari alla progettazione delle fondazioni superficiali in zona sismica, esponendo e confrontando i contenuti delle normative relative a tale argomento e fornendo nel contempo un utile inquadramento bibliografico della materia. Si è inoltre mostrato come la progettazione secondo gli Eurocodici permetta di analizzare sovrastruttura e fondazioni secondo un'unica metodologia di calcolo, evidenziando come un approccio semiprobabilistico agli stati limite consenta una trattazione sufficientemente accurata del progetto tramite l'utilizzo di coefficienti parziali su azioni, materiali e dati geometrici.

Riferimenti bibliografici

- [1] Associazione Geotecnica Italiana, *Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica – Linee guida*, Patron Editore, marzo 2005.
- [2] AICAP, *Guida all'uso dell'Eurocodice 2*, volumi I e II, Pubblicamento, giugno 2006.
- [3] Bellino F., Regione Piemonte, *Materiale Didattico del Corso di Formazione sulla Normativa Sismica ai sensi dell'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri del 20/03/2003, n.3274*.
- [4] *Bozza Norme Tecniche per le Costruzioni*, aggiornamento del 13 luglio 2007 al DM14/9/2005, www.rete.toscana.it/sett/pta/sismica/classificazione/index.htm.
- [5] Brenna A., Ghersi A., Perretti A., Sattamino P., *La validazione del calcolo strutturale eseguito con il computer*, Maggioli Editore, 2007.
- [6] Caputo V., *Interazione fondazione terreno – Modelli matematici e metodi numerici*, Helvelius Edizioni, 1995.
- [7] Decreto Ministeriale 9 gennaio 1996, *Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche*.
- [8] D.M.LL.PP. 11 marzo 1988, *Nuove Norme Tecniche per terreni opere di sostegno e fondazioni*, Suppl. Ord. alla G.U. 1-6-1988, n. 127.
- [9] Driscoll R., Simpson B., *EN 1997 Eurocode 7 : Geotechnical Design*, Civil Engineering, pag. 49 – 54, November 2001.
- [10] Faccioli E., *Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di Fondazione e di Sostegno dei Terreni*, Corso di aggiornamento professionale, Università degli Studi di Bergamo, 21 novembre 2003.
- [11] Federazione degli Ordini degli Ingegneri del Veneto, Favaretti, Cortellazzo, Mazzucato, Dei Svaldi, *Corso di aggiornamento – modulo 4 – Ingegneria Geotecnica, Lezione 1 – EC7 – Introduzione all'EC7 e richiami di geotecnica*.
- [12] Frank R., *Conceptual aspects and basic principles of Eurocode 7 'Geotechnical Design'*, *Conferenze di Geotecnica di Torino on Geotechnical Design with Eurocodes*, Torino, 22-23 novembre 2005.
- [13] Lancellotta R., Calavera J., *Fondazioni*, Milano, McGraw-Hill, 1999.
- [14] Mandolini A., Viggiani G., *Il dimensionamento di una fondazione diretta*, 21° Convegno Nazionale di Geotecnica, L'Aquila, AGI, vol. 2, 2002.
- [15] Massimino M. R., Maugeri M., *Corso sulla normativa sismica (OPCM n°3274/2003 e successive modifiche e integrazioni) parte II: Fondazioni Superficiali*, Acicastello, 5/5/2004.
- [16] *Norme Tecniche per le Costruzioni*, DM 14 settembre 2005, Gazzetta Ufficiale n. 222 del 23 settembre 2005, Supplemento Ordinario n. 159.
- [17] OPCM 3274/2003 – 3241/2005 e succ. mod. e int., *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*.
- [18] Romeo R. W., *La risposta sismica locale nella progettazione strutturale, Dalla pericolosità al rischio: principi di sicurezza e metodi prestazionali*, corso APT-CISM, Udine, maggio 2007.
- [19] Rugarli P., *Analisi modale ragionata*, EPC Libri, 2005.
- [20] Rugarli P., *Combinazioni di verifica agli stati limite: il non detto delle normative*, Ingegneria Sismica, n° 2, 2004.

- [21] Scarpelli G., Fruzzetti V. M. E., *L'Eurocodice 7 I possibili approcci alla progettazione geotecnica*, 21° Convegno Nazionale di Geotecnica, L'Aquila, AGI, vol. 2, 2002.
- [22] Toniolo G., *Tecnica delle costruzioni vol. 2B – Cemento armato - Calcolo agli stati limite*, Bologna, Zanichelli, 2003.
- [23] Viggiani C., *Fondazioni*, Benevento, Helvelius Edizioni, 2003.
- [24] UNI EN 1990: 2004, *Eurocodice - Criteri generali di progettazione strutturale*.
- [25] UNI EN 1992-1-1:2005, *Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici*.
- [26] UNI EN 1997-1: 2005, *Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali*.
- [27] UNI EN 1998-1: 2005, *Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici*.
- [28] UNI EN 1998-5: 2005, *Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici*.
- [29] UNI ENV 1997-3:2002, *Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica. Parte 3: Progettazione assistita con prove in sito*.