

Progetto e verifica delle fondazioni su pali secondo le Norme Tecniche sulle Costruzioni 2008

Le nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC-08) al § 6.4.3 **Fondazioni su pali**, recitano:

“Il progetto di una fondazione su pali deve comprendere la **scelta del tipo di palo** e delle relative tecnologie e modalità di esecuzione, il **dimensionamento dei pali e delle relative strutture di collegamento**, tenendo conto degli **effetti di gruppo** tanto nelle verifiche SLU quanto nelle verifiche SLE.

Le **indagini geotecniche**, oltre a soddisfare i requisiti riportati al § 6.2.2¹, devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità e l' idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e delle acque presenti nel sottosuolo.

In generale, le verifiche dovrebbero essere condotte a partire dai risultati di **analisi di interazione** tra il terreno e la fondazione costituita dai pali e dalla struttura di collegamento (fondazione mista a platea su pali) che porti alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e di quella trasmessa dai pali.

Nei casi in cui l'**interazione** sia considerata **non significativa** o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento ai soli pali, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.1 e 6.4.3.2.

Nei casi in cui si consideri **significativa** tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento alla fondazione mista, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.3 e 6.4.3.4.

In ogni caso, in aggiunta a quanto riportato ai §§ 6.2.3.1.1 e 6.2.3.1.2, fra le azioni permanenti deve essere incluso il peso **proprio del palo** e l'effetto dell'**attrito negativo**, quest'ultimo valutato con i coefficienti M del caso **M1 della Tab. 6.2.II**.².

6.4.3.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione **tutti i meccanismi di stato limite ultimo**, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla **mobilitazione della resistenza del terreno** e al **raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali** che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- **SLU di tipo geotecnico (GEO)**

¹ Il § 6.2.2. delle NTC-08 è dedicato a “Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica”

² I coefficienti M del caso M1 della Tab. 6.2.II sono tutti pari ad uno.

- *collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei **carichi assiali**;*
- *collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei **carichi trasversali**;*
- *collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei **carichi assiali di trazione**;*
- **stabilità globale**;
- **SLU di tipo strutturale (STR)**
 - *raggiungimento della **resistenza dei pali**;*
 - *raggiungimento della **resistenza della struttura di collegamento dei pali**,*

accertando che la condizione **(6.2.1)** sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di **stabilità globale** deve essere effettuata secondo l'**Approccio 1**:

- **Combinazione 2: (A2+M2+R2)**

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle **Tabelle 6.2.I e 6.2.II** per le azioni e i parametri geotecnici, e nella **Tabella 6.8.I** per le resistenze globali³.

Le rimanenti verifiche **devono** essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle **Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II**, seguendo **almeno** uno dei due approcci:

Approccio 1:

- *Combinazione 1: (A1+M1+R1)*
- *Combinazione 2: (A2+M1+R2)⁴*

Approccio 2:

$$(A1+M1+R3)$$

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale il coefficiente *R* non deve essere portato in conto.

6.4.3.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il **valore di progetto R_d** della resistenza si ottiene a partire dal **valore caratteristico R_k** applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto

³ Le Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I sono riportate nel capitolo 14.

⁴ Il testo delle NTC-08 contiene un refuso: nella Combinazione 2 - Approccio 1 devono essere usati i coefficienti M1 (tutti pari ad 1) e non M2

La **resistenza caratteristica R_k** del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di **prove di carico** statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
 - metodi di calcolo analitici**, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
 - risultati di **prove dinamiche** di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).
- (a) Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo, $R_{c,k}$, o a trazione, $R_{t,k}$, è dedotto dai corrispondenti valori $R_{c,m}$ o $R_{t,m}$, ottenuti elaborando i risultati di una o più **prove di carico di progetto**, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è **pari al minore dei valori** ottenuti applicando i fattori di correlazione riportati nella **Tab. 6.4.III**, in funzione del numero n di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{media}}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad (6.2.8)$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{\text{media}}}{\xi_1}, \frac{(R_{t,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad (6.2.9)$$

Tabella 6.4.III: Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

- (b) Con riferimento alle **procedure analitiche** che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal **minore dei valori** ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione riportati nella **Tab. 6.4.IV**, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{\text{media}}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.10)$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{\text{media}}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.11)$$

Tabella 6.4.IV: Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti ξ in Tab. 6.4.IV deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

- (c) Se il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ è dedotto dal valore $R_{c,m}$ ottenuto elaborando i risultati di una o più **prove dinamiche** di progetto ad alto livello di deformazione, il valore caratteristico della resistenza a compressione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.V, in funzione del numero n di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{media}}}{\xi_5}, \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_6} \right\} \quad (6.2.12)$$

Tabella 6.4.V: Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota

Numero di prove di carico	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

6.4.3.1.2 Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

Per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del § 6.4.3.1.1, applicando i coefficienti parziali γ_T della Tab. 6.4.VI.

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

Nel caso in cui la resistenza caratteristica $R_{tr,k}$ sia valutata a partire dalla resistenza $R_{tr,m}$ misurata nel corso di una o più **prove di carico statico** su pali pilota, è necessario che la prova sia eseguita riproducendo intensità e retta di azione delle azioni di progetto.

Nel caso in cui la resistenza caratteristica sia valutata con **metodi di calcolo analitici**, i coefficienti riportati nella Tab. 6.4.IV devono essere scelti assumendo come verticali indagate solo quelle che consentano una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo **nell'ambito delle profondità interessate dal meccanismo di rottura**.

La resistenza sotto carichi trasversali dell'intera fondazione su pali deve essere valutata tenendo conto delle condizioni di **vincolo alla testa** dei pali determinate dalla struttura di collegamento.

6.4.3.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di servizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

Specificamente, si devono **calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni** per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7). La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati **requisiti prestazionali**, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

6.4.3.3 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) delle fondazioni miste

Nel caso in cui il soddisfacimento della condizione (6.2.1)⁵ sia **garantito dalla sola struttura di collegamento** posta a contatto con il terreno secondo quanto indicato al § 6.4.2.1, ai **pali** può essere assegnata la sola **funzione di riduzione e regolazione degli spostamenti**. In questo caso il dimensionamento dei pali deve garantire il solo soddisfacimento delle verifiche SLE secondo quanto riportato al paragrafo successivo.

Nel caso in cui, invece, il soddisfacimento della condizione (6.2.1) sia **garantito con il contributo anche dei pali**, la verifica deve essere condotta con l'**approccio 2 del § 6.4.2.1** prendendo in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli **stati limite ultimi delle fondazioni miste** si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della **resistenza del terreno** e al **raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali** che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche delle **fondazioni miste** devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- SLU di tipo geotecnico (**GEO**)
 - collasso per **carico limite della fondazione mista** nei riguardi dei **carichi assiali**;
 - collasso per **carico limite della fondazione mista** nei riguardi dei **carichi trasversali**;
 - **stabilità globale**;
- SLU di tipo strutturale (**STR**)
 - **raggiungimento della resistenza dei pali**;

⁵ $E_d \leq R_d$

- raggiungimento della **resistenza della struttura di collegamento dei pali**, accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Nelle verifiche **SLU di tipo geotecnico**, la resistenza di progetto R_d della fondazione mista si potrà ottenere attraverso opportune **analisi di interazione** o **sommando le rispettive resistenze caratteristiche** e applicando alla resistenza caratteristica totale il coefficiente parziale di capacità portante (**R3**) riportato nella Tab. 6.4.I.

Tabella 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali			
VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

6.4.3.4 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) delle fondazioni miste

L'analisi di interazione tra il terreno e la fondazione mista deve garantire che i valori degli spostamenti e delle distorsioni siano compatibili con i **requisiti prestazionali** della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7)⁶.

La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto dei diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

6.4.3.5 Aspetti costruttivi

Nel progetto si deve tenere conto dei vari aspetti che possono influire sull'integrità e sul comportamento dei pali, quali la distanza relativa, la sequenza di installazione, i problemi di rifluimento e sifonamento nel caso di pali trivellati, l'addensamento del terreno con pali battuti, l'azione del moto di una falda idrica o di sostanze chimiche presenti nell'acqua o nel terreno sul conglomerato dei pali gettati in opera, la connessione dei pali alla struttura di collegamento.

6.4.3.6 Controlli d'integrità dei pali

In tutti i casi in cui la qualità dei pali dipenda in misura significativa dai procedimenti esecutivi e dalle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, devono essere effettuati **controlli di integrità**.

Il controllo dell'integrità, da effettuarsi con prove dirette o indirette di comprovata validità, deve interessare **almeno il 5% dei pali** della fondazione con un **minimo di 2 pali**.

Nel caso di gruppi di pali di grande diametro ($d \geq 80$ cm), il controllo dell'integrità deve essere effettuato su **tutti i pali** di ciascun gruppo se i pali del gruppo sono in numero inferiore o uguale a 4.

⁶ $E_d \leq C_d$

6.4.3.7 Prove di carico

6.4.3.7.1 Prove di progetto su pali pilota

Le prove per la determinazione della resistenza del singolo palo (prove di progetto) devono essere eseguite su pali appositamente realizzati (**pali pilota**) identici, per geometria e tecnologia esecutiva, a quelli da realizzare e ad essi sufficientemente vicini.

L'intervallo di tempo intercorrente tra la costruzione del palo pilota e l'inizio della prova di carico deve essere sufficiente a garantire che il materiale di cui è costituito il palo sviluppi la resistenza richiesta e che le **pressioni interstiziali** nel terreno si riportino ai valori iniziali.

Se si esegue una sola prova di carico statica di progetto, questa deve essere ubicata dove le condizioni del **terreno sono più sfavorevoli**.

Le prove di progetto devono essere spinte fino a valori del carico assiale tali da **portare a rottura il complesso palo-terreno** o comunque tali da consentire di ricavare significativi diagrammi dei cedimenti della testa del palo in funzione dei carichi e dei tempi.

Il sistema di vincolo deve essere dimensionato per consentire un valore del carico di prova non inferiore a 2,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

La **resistenza del complesso palo-terreno** è assunta pari al valore del carico applicato corrispondente ad un cedimento della testa pari al **10% del diametro** nel caso di pali di piccolo e medio diametro ($d < 80 \text{ cm}$), non inferiori al **5% del diametro** nel caso di pali di grande diametro ($d \geq 80 \text{ cm}$).

Se tali valori di cedimento non sono raggiunti nel corso della prova, è possibile procedere all'extrapolazione della curva sperimentale a patto che essa evidenzi un comportamento del complesso palo-terreno **marcatamente non lineare**.

Per i **pali di grande diametro** si può ricorrere a prove statiche eseguite su pali aventi la **stessa lunghezza** dei pali da realizzare, ma **diametro inferiore**, purché tali prove siano adeguatamente motivate ed interpretate al fine di fornire indicazioni utili per i pali da realizzare. In ogni caso, la riduzione del diametro non può essere superiore al **50%** ed il palo di prova deve essere opportunamente strumentato per consentire il rilievo separato delle curve di mobilitazione della resistenza laterale e della resistenza alla base.

Come prove di progetto possono essere eseguite prove dinamiche ad alto livello di deformazione, purché adeguatamente interpretate al fine di fornire indicazioni comparabili con quelle derivanti da una corrispondente prova di carico statica di progetto.

6.4.3.7.2 Prove di verifica in corso d'opera

Sui pali di fondazione devono essere eseguite prove di carico statiche di verifica per controllarne principalmente la corretta esecuzione e il comportamento sotto le azioni di progetto. Tali prove devono pertanto essere spinte ad un carico assiale pari a **1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE**.

In presenza di **pali strumentati** per il rilievo separato delle curve di mobilitazione delle resistenze lungo la superficie e alla base, il massimo carico assiale di prova può essere posto pari a **1,2 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE**.

Il numero e l'ubicazione delle **prove di verifica** devono essere stabiliti in base all'importanza dell'opera e al grado di omogeneità del terreno di fondazione; in ogni caso il numero di prove non deve essere inferiore a:

- 1 se il numero di pali è inferiore o uguale a 20,
- 2 se il numero di pali è compreso tra 21 e 50,
- 3 se il numero di pali è compreso tra 51 e 100,
- 4 se il numero di pali è compreso tra 101 e 200,
- 5 se il numero di pali è compreso tra 201 e 500,
- il numero intero più prossimo al valore $5 + n/500$, se il numero n di pali è superiore a 500.

Il numero di prove di carico di verifica **può essere ridotto** se sono eseguite prove di carico dinamiche, da tarare con quelle statiche di progetto, e siano effettuati **controlli non distruttivi su almeno il 50% dei pali.**”