

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. CORPO STRADALE E GEOTECNICA

PROGETTO DEFINITIVO

ITINERARIO NAPOLI – BARI

RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO

I LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E VARIANTE
ALLA LINEA ROMA NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI

GEOTECNICA

Relazione tecnico-descrittiva. Criteri di dimensionamento e verifica fondazioni superficiali e profonde

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

IF0F 01 D 11 RO GE0005 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	P. Mazzoni	27.05.2015	P. Tascione	28.05.2015	F. Genore	29.05.2015	F. Sacchi 29.05.2015

File: IF0F01D11ROGE0005001A.doc

n. Elab.: 50

INDICE

1.	PREMESSA	4
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3.	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI	6
3.1.	CAPACITÀ PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE (MATERIALI GRANULARI) – CONDIZIONI STATICHE.....	6
3.1.1.	<i>Formula generale di Brinch-Hansen</i>	6
3.2.	CAPACITÀ PORTANTE IN CONDIZIONI NON DRENATE (MATERIALI COESIVI) – CONDIZIONI STATICHE	9
3.2.1.	<i>Pressione limite per terreni coesivi</i>	9
3.3.	CAPACITÀ PORTANTE – CONDIZIONI SISMICHE.....	10
4.	CRITERI DI VERIFICA DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	12
4.1.	VERIFICHE DI SICUREZZA STATICHE PER LE FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	16
4.1.1.	<i>Stati limite ultimi (SLU)</i>	16
4.1.2.	<i>Stati limite di esercizio (SLE)</i>	17
4.2.	VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO PER LE FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	18
4.2.1.	<i>Stati limite di riferimento</i>	18
4.2.2.	<i>Stati limite Ultimi (SLU)</i>	20
4.2.3.	<i>Stati limite di esercizio (SLE)</i>	21
5.	CRITERI DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI SU PALI.....	22
5.1.	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO.....	22
5.1.1.	<i>Dimensionamento della palificata</i>	22
5.1.2.	<i>Diametro dei pali</i>	22
5.2.	CRITERI DI CALCOLO.....	23
5.2.1.	<i>Capacità portante limite dei pali trivellati: Palo Singolo</i>	23
5.2.1.1.	<i>Sabbie e ghiaie</i>	24
5.2.1.1.1.	<i>Portata laterale</i>	24
5.2.1.1.2.	<i>Portata di base</i>	24
5.2.1.2.	<i>Argille e limi sotto falda</i>	25
5.2.1.2.1.	<i>Portata laterale</i>	25
5.2.1.2.2.	<i>Portata di base</i>	26

RELAZIONE TECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0F	01 D 11	RO	GE0005 001	A	3 di 36

5.2.1.3.	Terreni stratificati.....	26
5.2.2.	Capacità portante dei pali trivellati: Pali in gruppo.....	26
5.3.	PALI SOTTOPOSTI A CARICHI ORIZZONTALI.....	27
5.3.1.	Coefficiente di spinta del terreno	27
5.3.2.	Modulo di reazione del terreno	27
5.3.3.	Carichi orizzontali ed effetto ombra	27
5.3.4.	Verifiche strutturali nei pali.....	28
6.	CRITERI DI VERIFICA DELLE FONDAZIONI SU PALI.....	28
6.1.	VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO STATICO PER LE FONDAZIONI PROFONDE.....	30
6.1.1.	Stati limite ultimi (SLU).....	30
6.1.2.	Stati limite di esercizio (SLE).....	33
6.2.	VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO PER LE FONDAZIONI PROFONDE	33
6.2.1.	Stati limite di riferimento per le verifiche sismiche.....	33
6.2.2.	Stati limite ultimi (SLU).....	34
6.2.3.	Stati limite di esercizio (SLE).....	36

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO I LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE TECNICA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

1. **PREMESSA**

Il presente documento definisce i criteri generali per la progettazione geotecnica delle tipologie più ricorrenti di opere ferroviarie presenti nella tratta in oggetto; in particolare di seguito vengono analizzati e descritti, i casi delle fondazioni superficiali e profonde delle opere in progetto in accordo alla normativa vigente (NTC 2008), alle specifiche ferroviarie, ed alle normative di interoperabilità (S.T.I.); per il dettaglio delle norme di riferimento si rimanda al successivo p.to 2.

Le azioni elementari agenti su ogni opera saranno definite tenendo contemporaneamente presenti le normative di riferimento (norme di legge vigenti, specifiche ferroviarie, norme di interoperabilità) e le condizioni al contorno in cui l'opera è progettata. In base agli input progettuali i lavori in oggetto di raddoppio della tratta ferroviaria della linea Napoli-Bari si configurano come:

- realizzazione di una linea ad alta velocità di Categoria II (ovvero "linee specificamente adattate per l'alta velocità, attrezzate per velocità dell'ordine di 200 km/h – rif. 2008/217/CE");
- ristrutturazione di una linea TEN fondamentale esistente (categoria V-M – Rif. 2011/275/EU) per gli aspetti correlati al Servizio Viaggiatori non AV ed al traffico merci.

Per quanto riguarda i lavori sulla tratta in variante Roma-Napoli via Cassino nel comune di Maddaloni (CE), questi si configurano come ristrutturazione di una linea esistente di una linea TEN non fondamentale (categoria VII-M - Rif. 2011/275/UE).

Nei casi specifici potranno essere adottati eventuali differenti criteri di dimensionamento e verifica che verranno sviluppate nelle singole relazioni di calcolo qualora si riscontrato condizioni non riconducibili alla trattazione generale di seguito esposta.

2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Di seguito si riportano i riferimenti delle normative prese in considerazione per lo sviluppo delle analisi e delle verifiche in oggetto:

- [1] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [2] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO I LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE TECNICA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A	FOGLIO 5 di 36

- [3] DM 06.05.2008 – Integrazione al D.M. 14.01.2008 di approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.
- [4] RFI DTC INC PO SP IFS 001 A del 21.12.2011- Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario;
- [5] RFI DTC INC CS SP IFS 001 A del 21.12.2011 Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie;
- [6] RFI DTC INC CS LG IFS 001 A del 21.12.2011 Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra;
- [7] 2008/217/CE - "Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario transeuropeo ad alta velocità (20/12/2007)";
- [8] 2011/275/CE - "Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario transeuropeo convenzionale (26/04/2011)";
- [9] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- [10] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- [11] Raccomandazioni sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche – Associazione Geotecnica Italiana – Giugno 1977;
- [12] Raccomandazione AGI relative ai pali di fondazione – Associazione Geotecnica Italiana – Dicembre 1984;
- [13] Raccomandazioni sulle Prove Geotecniche di Laboratorio – Associazione Geotecnica Italiana – Giugno 1994;
- [14] Paolucci R., Pecker A. (1997), "Seismic bearing capacity of shallow strip foundation on dry soils". Soils and Foundation, Vol. 37, N°3, pp.95-105;
- [15] Brinch Hansen J. (1970) "A revised and extended formula for bearing capacity" Bulletin n°28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO I LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE TECNICA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

3. CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

La capacità portante del terreno dovrà essere valutata tenendo conto di eccentricità e delle componenti tangenziali della risultante delle azioni sulla fondazione, della eventuale inclinazione del terreno a valle della fondazione e della eventuale inclinazione rispetto all'orizzontale del piano di appoggio.

Per quanto riguarda la valutazione del campo di spostamenti atteso per la fondazione si potrà ricorrere a codici di calcolo che li valutano direttamente o ai metodi di calcolo semplificati proposti per i rilevati e per i quali si rimanda al documento dedicato (IF0F01D11ROGE0005003).

3.1. Capacità portante in condizioni drenate (materiali granulari) – Condizioni statiche

3.1.1. Formula generale di Brinch-Hansen

L'espressione più generale per il calcolo di q_{LIM} è:

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

dove:

- **Fattori di capacità portante N_c , N_q , N_γ :**

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi'} \quad (\text{Prandtl, 1921; Reissner, 1924});$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot g \phi' \quad (\text{Prandtl, 1921; Reissner, 1924});$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi' \quad (\text{Vesic, 1970}).$$

- **Eccentricità "e" della risultante dei carichi:**

Nel caso di fondazioni quadrate o rettangolari, la larghezza B da introdurre nei calcoli è:

$$B = B_R - 2 \cdot e$$

- **Fattori di forma s_c , s_q , s_γ :**

per fondazioni rettangolari ($B < L$) (Meyerhof, 1963):

RELAZIONE TECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0F	01 D 11	RO	GE0005 001	A	7 di 36

$$s_{\gamma} = 1 + 0.1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

$$s_q = s_{\gamma}$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

- **Fattori di profondità del piano di posa d_c , e d_q :**

per profondità relative $D/B \leq 1$ (Brinch-Hansen, 1970):

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2$$

per profondità relative $D/B > 1$ (Brinch-Hansen, 1970):

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \tan^{-1}(D/B)$$

per entrambi i casi (De Beer e Ladanyi, 1961):

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi'}$$

- **Fattori correttivi per carichi inclinati i_c , i_q , i_{γ} (Vesic, 1970):**

$$i_{\gamma} = \left[1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right]^{(m+1)}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right]^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi'}$$

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

con H e N azioni orizzontale e verticale.

- **Fattori correttivi per l'inclinazione del piano di posa b_c , b_q , b_{γ} (Vesic, 1970):**

$$b_q = (1 - \alpha \tan \phi')^2 \quad (\text{Brinch-Hansen, 1970})$$

RELAZIONE TECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0F	01 D 11	RO	GE0005 001	A	8 di 36

$$b_{\gamma} = b_q$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi'}$$

con α angolo di inclinazione del p.p. rispetto all'orizzontale ($\alpha < \pi/4$).

- **Fattori correttivi per l'inclinazione del piano campagna g_c, g_q, g_{γ} (Vesic, 1970):**

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2$$

$$g_{\gamma} = g_q$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi'}$$

con ω angolo di inclinazione del p.c. rispetto all'orizzontale ($\omega < \pi/4, \omega < \phi$).

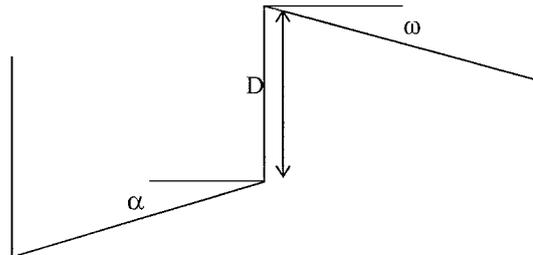


Fig. 1 – Schema inclinazione piano campagna

- **Influenza della falda**

Il termine $q' = \gamma' \cdot D$ che moltiplica N_q nell'equazione di Brinch-Hansen va inteso come il valore della pressione effettiva agente alla profondità del piano di posa.

Se il pelo libero della falda si trova nella posizione indicata in Fig. 1 ($0 \leq a \leq D$), l'equazione si scrive:

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma'_2 \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + [\gamma_1 \cdot (D - a) + \gamma'_1 \cdot a] \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \gamma_w \cdot a$$

Se il pelo libero della falda si trova ad una profondità maggiore di $(D+B)$, la presenza della falda potrà essere trascurata. Se il pelo libero della falda si trova ad una profondità $d \leq B$ al di sotto del

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO I LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE TECNICA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

piano di posa della fondazione, il valore di γ_2 da introdurre nei calcoli sarà ottenuto per interpolazione lineare fra i due casi precedenti, cioè:

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \cdot \left[\gamma'_2 + (\gamma_2 - \gamma'_2) \cdot \frac{d}{B} \right] \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

3.2. Capacità portante in condizioni non drenate (materiali coesivi) – condizioni statiche

3.2.1. Pressione limite per terreni coesivi

$$q_{LIM} = c_u \cdot N_c \cdot s_c^0 \cdot d_c^0 \cdot i_c^0 \cdot b_c^0 \cdot g_c^0 + q$$

dove,

- $q = \gamma \cdot D$
- **Fattore di capacità portante N_c :**

$$N_c = (2 + \pi)$$

- **Fattore di forma s_c^0 :**

$$s_c^0 = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L}$$

- **Fattore di profondità del piano di posa d_c^0 :**

$$d_c^0 = 1 + 0,4 \cdot \frac{D}{B} \quad \text{se } D \leq B;$$

$$d_c^0 = 1 + 0,4 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } D > B.$$

- **Fattore correttivo per carichi inclinati i_c^0 :**

$$i_c^0 = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_u \cdot N_c};$$

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}.$$

- **Fattore correttivo per l'inclinazione del piano di posa b_c^0 :**

$$b_c^0 = 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2}$$

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO I LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE TECNICA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

- **Fattore correttivo per l'inclinazione del piano campagna g_c^0 :**

$$g_c^0 = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2}$$

inoltre, occorre aggiungere all'equazione il termine $\frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} s_{\gamma}$

con $N_{\gamma} = -2 \cdot \sin \omega$ e $s_{\gamma} = 1 + 0,4 \cdot \frac{B}{L}$.

3.3. Capacità portante – Condizioni sismiche

Per quanto concerne la verifica per carico limite in campo sismico, le norme NTC 2008 non forniscono alcuna prescrizione in merito alla procedura di calcolo, pertanto in questa sede si è adottato il metodo proposto da Paolucci – Pecker limitando la considerazione degli effetti sismici al solo effetto inerziale del terreno di fondazione.

In particolare, in accordo alle indicazioni fornite da Paolucci – Pecker (1997) i fattori della formula trinomia classica di Brinch – Hansen sono da modificare inserendo anche per ciascun contributo i coefficienti di seguito indicati:

- contributo legato al peso specifico del terreno: $z_{\gamma} \cdot (1 - k_v) = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0,35} \cdot (1 - k_v)$

- contributo legato al sovraccarico: $z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0,35}$

- contributo legato alla coesione del terreno: $z_c = (1 - 0,32 \cdot k_h)$

L'espressione del fattore che tiene conto della presenza del sisma da applicare al contributo legato alla coesione del terreno, in accordo a quanto indicato da Paolucci – Pecker (1997), è ricavato a partire dal grafico di seguito riportato nella Fig. 2.

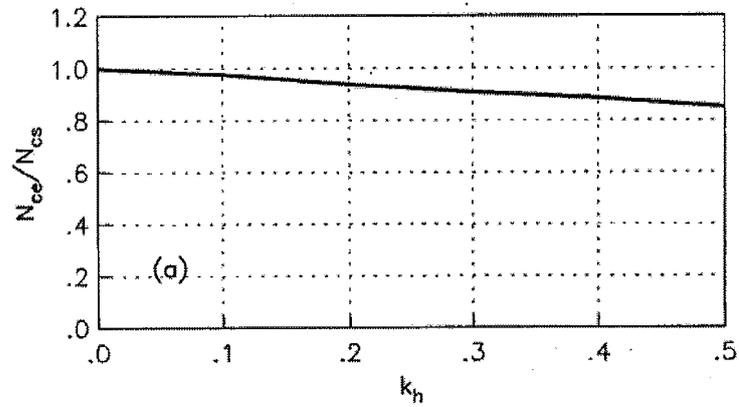


Fig. 2 - Rapporto tra N_{ce} (sismico) e N_{cs} (Statico) in funzione di kh

4. CRITERI DI VERIFICA DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

In accordo con quanto definito al p.to 6.2.3. del Doc. Rif. [1] ed al p.to 2.3. del Doc. Rif. [5], devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- Verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- Verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE).

Per ogni **Stato Limite Ultimo (SLU)** deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif. [1] e del p.to 2.3.3 del Doc. Rif. [5]})$$

dove,

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d = valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione ($E_d \leq R_d$) deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi e sono definiti specificatamente in funzione della singola verifica.

Per quanto concerne le azioni di progetto E_d , tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche, oppure, successivamente, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche, quest'ultima relativamente a verifiche strutturali.

Per ogni **Stato Limite d'Esercizio (SLE)** deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7 del Doc. Rif.[1]})$$

dove;

E_d = valore di progetto dell'effetto dell'azione;

C_d = valore limite prescritto dell'effetto delle azioni (definito dal progettista strutturale).

La verifica della condizione $E_d \leq C_d$ deve essere effettuata impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO I LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE TECNICA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

Facendo riferimento a quanto previsto al p.to 5.2.3.3.1 del Doc Rif. [4] ed al p.to 2.3.3. del Doc Rif. [5], per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 1 (Tab. 5.2.V del Doc Rif. [4]) e i coefficienti di combinazione ψ in Tab. 5.2.VI.

		Coefficiente	EQU ¹	A1 STR	A2 GEO	Comb. eccezionale	Comb. Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ²	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ³	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁴	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁵	0,20 ⁶
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁶	1,00 ⁷	1,00	1,00	1,00

Tab. 1 – Coefficienti parziali sulle azioni (Tab. 5.2.V del Doc. Rif. [1])

In Tab. 1 (Tab. 5.2.V del Doc. Rif. [1]) il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

¹ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

² Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

³ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁴ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico GR della tabella Tab. 5.2.IV del oc. Rif. [1]

⁵ Aliquota di carico da traffico da considerare.

⁶ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna.

⁷ 1,20 per effetti locali.

- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_B coefficiente parziale del peso proprio del ballast;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Azioni	Descrizione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr ₁	0,80 ⁸	0,80 ⁹	0,0
	gr ₂	0,80 ⁹	0,80 ¹⁰	-
	gr ₃	0,80 ⁹	0,80 ¹⁰	0,0
	gr ₄	1,00	1,00 ¹⁰	0,0
Azioni del vento	F_{wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,00	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

Tab. 2 – Coefficienti di combinazione ψ delle azioni (Tab. 5.2.VI del Doc. Rif. [1])

⁸ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,00.

⁹ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari, e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO I LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE TECNICA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

	Azioni	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ¹⁰	11	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ¹¹	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,00 ¹¹	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ¹¹	-	-
	Centrifuga	13 11	12	13
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ¹¹	0,80	0,0

Tab. 3 – Coefficienti di combinazione ψ delle azioni (Tab. 5.2.VII del Doc. Rif. [1])

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	γ_{φ}	1,00	1,25
Coesione efficace	c'	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_u	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_r	1,00	1,00

Tab. 4 – Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2) (Tab. 6.2.II Doc. Rif. [1])

Coefficiente parziale	(R2)
γ_R	1,10

Tab. 5 – Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (R2) (Tab. 6.8.I Doc. Rif.[1])

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante	γ_R	1,00	1,80	2,30
Scorrimento	γ_R	1,00	1,10	1,10

Tab. 6 – Coefficienti parziali sulle resistenze (R1, R2 ed R3) (Tab. 6.4.I Doc. Rif. [1])

¹⁰ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,00.

¹¹ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

¹² Si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO I LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE TECNICA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

4.1. Verifiche di sicurezza statiche per le fondazioni superficiali

4.1.1. Stati limite ultimi (SLU)

Come riportato al p.to 6.4.2.1 della Normativa di riferimento (Doc. Rif.[1]), per le fondazioni superficiali, devono essere prese in considerazione almeno le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:
 - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno;
 - Collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - Stabilità globale.
- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:
 - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale dell'insieme fondazione-terreno (P.to 6.4.2.1 del Doc. Rif. [1]) deve essere svolta secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (**A2 + M2 + R2**) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab. 1, Tab. 4, Tab. 5, e Tab. 6.

Tale verifica, come definito al P.to 6.8.2 del Doc. Rif. [1], si ritiene soddisfatta verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni E_d e delle resistenze R_d . Ciò viene svolto determinando la condizione di minimo per il rapporto R_d/E_d , applicando rispettivamente i coefficienti parziali A2 sulle azioni caratteristiche, ed i coefficienti M2 sui parametri geotecnici caratteristici.

Il coefficiente riduttivo γ_R del gruppo R2, definito nella Tab. 6.8.1. del Doc. Rif. [1], va applicato sulla resistenza globale del sistema, calcolata sulla base delle azioni di progetto, dei parametri di progetto e

della geometria di progetto $R = R \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{x_k}{\gamma_m}; a_d \right]$ (Eq. 6.2.3. del Doc. Rif. [1]). Pertanto,

definendo $R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R$, con R la resistenza globale del sistema, la verifica di stabilità globale si ritiene

soddisfatta se $\frac{R_d}{E_d} \geq 1 \Rightarrow \frac{\frac{1}{\gamma_R} \cdot R}{E_d} \geq 1 \Rightarrow \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R$ tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab. 1,

Tab. 4, Tab. 5, e Tab. 6.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO I LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO DEFINITIVO												
RELAZIONE TECNICA	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF0F</td> <td>01 D 11</td> <td>RO</td> <td>GE0005 001</td> <td>A</td> <td>17 di 36</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF0F	01 D 11	RO	GE0005 001	A	17 di 36
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF0F	01 D 11	RO	GE0005 001	A	17 di 36								

Tutte le rimanenti verifiche (GEO/STRU), di cui sopra, devono essere svolte considerando almeno uno dei seguenti approcci:

- Approccio 1:
 - *Combinazione 1: A1 + M1 + R1*
 - *Combinazione 2: A2 + M2 + R2*
- Approccio 2:
 - *A1 + M1 + R3*

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab. 1, Tab. 4, Tab. 5, e Tab. 6.

Come indicato nel p.to C.6.4.2.1 del Doc. Rif.[2], nelle verifiche agli SLU finalizzate al dimensionamento geotecnico (GEO) condotta con l'Approccio 1 Combinazione 2 la resistenza globale del sistema deve essere ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2. Se le verifiche effettuate con l'Approccio 1 sono finalizzate al dimensionamento strutturale (STR), l'analisi può essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1 + M1 + R1), nella quale i coefficienti parziali γ_R del gruppo R1 sono posti uguali ad 1. Nell'Approccio 2 i coefficienti del gruppo R3 si applicano solo alla resistenza globale del terreno quindi sono utilizzati solo nell'analisi degli stati limite GEO mentre nelle verifiche STR i valori dei coefficienti γ_R del gruppo R3 sono unitari.

Nella verifica per scorrimento sul piano di posa non si considera il contributo della resistenza passiva del terreno antistante la fondazione.

La verifica per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno è stata condotta facendo riferimento alla formulazione trinomia classica, adottando i coefficienti adimensionali come definiti nell'Annex D del Doc. Rif.[9], mentre per quanto concerne i coefficienti parziali relativi ai materiali, alle azioni ed alle resistenze, si è fatto riferimento alle normative vigenti (Tab. 1, Tab. 4, e Tab. 6).

4.1.2. Stati limite di esercizio (SLE)

Lo stato limite in oggetto deve essere verificato mediante analisi effettuate impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali (p.to 6.2.3.3 del Doc. Rif.[1]), in cui la fondazione superficiale in esame non subisca eccessivi spostamenti e/o eccessive rotazioni, tali da risultare non compatibili con i requisiti prestazionali della stessa, e non induca deformazioni eccessive in opere adiacenti. La fondazione dovrà essere dimensionata nel rispetto dei requisiti prestazionali sopracitati.



ITINERARIO NAPOLI – BARI
RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO
I LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E
VARIANTE ALLA LINEA ROMA NAPOLI VIA CASSINO NEL
COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE TECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0F	01 D 11	RO	GE0005 001	A	18 di 36

All'interno del progetto devono pertanto essere definite le prescrizioni riguardanti gli spostamenti compatibili per l'opera e le prestazioni attese. Sarà a carico del Progettista Strutturale definire valori di spostamenti/rotazioni corrispondenti ad uno Stato Limite di Esercizio (s_{SLE} e θ_{SLE}).

Deve essere tenuto presente che le verifiche agli Stati Limite di Esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli Stati Limite Ultimi.

4.2. Verifiche di sicurezza in campo sismico per le fondazioni superficiali

4.2.1. Stati limite di riferimento

L'azione sismica di progetto, così come i parametri del terreno di progetto da considerare, devono essere valutati sulla base degli Stati Limite relativi all'opera da verificare.

Gli Stati Limite di riferimento per verifiche in presenza di sisma, così come definiti nei Doc. Rif. [1], [2], [4], e [5], sono suddivisi come riportato al p.to 3.2.1 del Doc. Rif.[1]:

- *Stati Limite Ultimi (SLU):*
 - *Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana (SLV)*, definito come lo stato limite in cui la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
 - *Stato Limite di Prevenzione del Collasso (SLC)*, stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.
- *Stati limite di Esercizio (SLE):*
 - *Stato Limite di immediata Operatività (SLO)* per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico. Tale stato limite non si applica per l'opera in oggetto.
 - *Stato Limite di Danno (SLD)* definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.

La Tab. 7 riporta, in funzione della classe d'uso della struttura, lo stato limite da considerare in funzione della verifica di sicurezza appropriata per l'opera (p.to 1.1.2 del Doc. Rif. [5]).

RELAZIONE TECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0F	01 D 11	RO	GE0005 001	A	19 di 36

Stato Limite	Prestazione da verificare	Classe d'uso			
		I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali			X	X
	Funzionalità degli impianti			X	X
SLD	Resistenza degli elementi strutturali			X	X
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	X	X		
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	X	X	X	X
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	X	X	X	X
SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	X	X	X	X
	Resistenza delle strutture	X	X	X	X
	Duttilità delle strutture	X	X	X	X
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	X	X	X	X
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	X	X	X	X
	Stabilità del sito	X	X	X	X
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	X	X	X	X
	Resistenza del sistema terreno-fondazione	X	X	X	X
	Stabilità del muro di sostegno	X	X	X	X
	Stabilità delle paratie	X	X	X	X
SLC	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	X	X	X	X
	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	X	X	X	X
	Capacità di spostamento degli isolatori	X	X	X	X

Tab. 7 – Verifiche di sicurezza in funzione della Classe d'uso (Tab. C7.1.1 di [2])

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO I LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE TECNICA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

Con riferimento alle fondazioni superficiali generalmente oggetto della progettazione, e considerando quanto riportato al punto C7.1 del Doc.Rif. [2], le verifiche geotecniche in presenza di un evento sismico richiedono la verifica ai seguenti stati limite:

- Stato Limite Ultimo: **SLV** – Stato Limite di Salvaguardia della Vita a cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 10\%$;
- Stato Limite Esercizio: **SLD** – Stato Limite di Danno a cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 63\%$.

Le suddette probabilità, valutate nel periodo di riferimento V_R per l'azione sismica, consentono di determinare, per ciascuno stato limite, il tempo di ritorno del terremoto di progetto corrispondente.

Pertanto, per le verifiche agli Stati Limite Ultimi di fondazioni superficiali sia alle verifiche di stabilità globale che alla stabilità dell'opera, l'accelerazione equivalente di progetto è quella associata allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), mentre per le verifiche agli Stati Limite di Esercizio si farà riferimento allo Stato Limite di Danno (SLD).

Tutte le verifiche per le fondazioni superficiali generalmente oggetto della progettazione, come ammesso dalla Normativa, possono essere svolte simulando l'azione sismica di progetto mediante l'uso di metodi pseudostatici.

4.2.2. Stati limite Ultimi (SLU)

Le verifiche di sicurezza in campo sismico devono contemplare almeno le medesime verifiche definite in campo statico, in cui tuttavia i coefficienti sulle azioni sono posti pari ad uno (P.to 7.11.1 del Doc. Rif.[1]).

Come indicato nel par 7.11.5.1 e nel p.to 7.11.5.3 del Doc. Rif. [1] le fondazioni superficiali devono soddisfare le condizioni di stabilità globale con i metodi di analisi di cui al par 7.11.3.5 del Doc. Rif.[1] e le verifiche di sicurezza delle fondazioni di cui al par 7.11.5.3.1. del Doc. Rif.[1] (verifiche nei confronti del collasso per carico limite e scorrimento).

Le verifiche sismiche di opere provvisoriale o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori ai 2 anni, come indicato nel p.to 2.4.1 Doc. Rif.[1].

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO I LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE TECNICA	COMMESSA IFOF	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A	FOGLIO 21 di 36

4.2.3. Stati limite di esercizio (SLE)

Lo stato limite in oggetto deve essere verificato in modo che gli spostamenti permanenti indotti dal sisma non alterino significativamente la resistenza della fondazione superficiale e risultino compatibili con la funzionalità dell'opera.

L'azione sismica di progetto deve essere valutata sulla base degli Stati Limite relativi all'opera da verificare (cfr. Tab. 1). Per l'opera in oggetto, come definito al punto 4.2.1 di [1], le verifiche agli Stati Limite di Esercizio verranno condotte con riferimento allo Stato Limite di Danno (SLD).

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO I LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE TECNICA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

5. CRITERI DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI SU PALI

Nel presente capitolo sono contenuti i criteri di pre-dimensionamento e calcolo delle palificate delle fondazioni delle opere d'arte maggiori realizzate con pali trivellati di grande diametro.

L'attenzione è rivolta particolarmente al problema delle fondazioni dei viadotti ferroviari, essendo tali strutture più sensibili all'assorbimento dei cedimenti totali e differenziali; per esse risulta pertanto importante una stima la più precisa possibile dell'entità delle deformazioni indotte dai carichi esterni applicati.

Dapprima vengono analizzati gli aspetti connessi con la capacità portante del palo singolo e del palo in gruppo; in accordo a quanto prescritto dalla normativa italiana vigente le opere di fondazione devono infatti avere margini di sicurezza adeguati nei confronti della capacità portante.

Successivamente vengono affrontati i problemi legati all'interazione pali-terreno-plinto di fondazione-sovrastuttura e alla deformabilità delle palificate.

Per semplicità nelle analisi il plinto di fondazione e la sovrastruttura verranno considerate come un blocco infinitamente rigido.

I criteri di dimensionamento adottati nel caso specifico di presenza di rilevati su terreni compressibili (attrito negativo, forze orizzontali indotte sui pali di fondazione dal terreno cedevole) sono affrontati in altro documento di progetto.

5.1. Criteri di dimensionamento

5.1.1. Dimensionamento della palificata

Per il predimensionamento delle fondazioni, la portanza della palificata viene determinata applicando un coefficiente di efficienza alla portanza del palo singolo; tale coefficiente è funzione della geometria della palifica.

I pali saranno posti di norma ad interasse pari a 3 volte il diametro del singolo palo; in casi eccezionali si può ammettere un interasse fino a 2,50 volte il diametro.

5.1.2. Diametro dei pali

Per le fondazione di ponti e viadotti ferroviari si utilizzeranno generalmente pali trivellati di diametro 1200 mm oppure 1500 mm; per le fondazione di cavalcaferrovia si utilizzeranno invece generalmente

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO I LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE TECNICA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

pali trivellati di diametro $\varnothing 1000$ mm per pile e $\varnothing 1200$ mm per spalle. L'impiego di pali di diametro differente potrà essere valutato nello specifico dei singoli progetti delle opere.

5.2. Criteri di calcolo

5.2.1. Capacità portante limite dei pali trivellati: Palo Singolo

La portata totale limite del palo singolo $Q_{lim, tot}$ è data dalla somma dei due contributi di portanza di base $Q_{lim, base}$ e di attrito laterale lungo il fusto $Q_{lim, lat}$:

$$Q_{lim, tot} = Q_{lim, base} + Q_{lim, late}$$

essendo:

$$Q_{lim, lat} = \pi \cdot D \cdot \sum_1^n \tau_i \cdot h_i$$

$$Q_{lim, base} = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot q_{lim, base}^l$$

dove:

D = diametro del palo (L)

h_i = spessore dello strato i-esimo (L)

τ_i = aderenza unitaria nello strato i-esimo (FL⁻²)

n = numero di strati di terreno a contatto con il palo (-)

$q_{lim, base}^l$ = portata unitaria di base (FL⁻²)

I valori di $q_{lim, base}^l$ e di τ_i dipendono dal tipo di terreno ed in ultima analisi anche dal diametro del palo.

Con riferimento ai terreni incontrati nel seguito vengono discussi i casi di terreni prevalentemente di natura sabbioso-ghiaiosa e di terreni limoso-argillosi sotto falda, nonché il caso particolare di terreni stratificati, cioè caratterizzati da alternanze di sabbie/ghiaie e di limi/argille.

5.2.1.1. Sabbie e ghiaie

5.2.1.1.1 Portata laterale

In accordo a Reese & Wright [1977], Reese & O'Neill [1987], nei terreni granulari costituiti da sabbie e ghiaie la portata unitaria per attrito laterale (τ_i) è ricavabile dalla seguente espressione:

$$\tau_i = k_i \cdot \sigma'_{voi} \cdot \tan \phi'_i \leq \tau_i^{\text{lim}}$$

essendo:

$$k_i = 0,6 \quad (-)$$

$$\sigma'_{voi} = \text{pressione verticale efficace geostatica} \quad (\text{FL}^{-2})$$

$$\phi'_i = \text{angolo di attrito del terreno} \quad (^\circ)$$

$$\tau_i^{\text{lim}} = \text{valore massimo possibile dell'aderenza laterale limite} \quad (\text{FL}^{-2})$$

Il valore di (τ_i^{lim}) è ricavabile dalle seguenti espressioni:

$$- \tau_i^{\text{lim}} = 3 \cdot N_{\text{SPT}} \quad \text{per } N_{\text{SPT}} \leq 53 \quad (\text{kPa});$$

$$- \tau_i^{\text{lim}} = 146 + 0,25 \cdot N_{\text{SPT}} \quad \text{per } N_{\text{SPT}} > 53 \quad (\text{kPa}).$$

5.2.1.1.2 Portata di base

Come è noto la piena mobilitazione della resistenza limite alla base ($Q_{\text{lim,base}}$) dei pali trivellati di grande diametro richiede abbassamenti dell'ordine dei decimetri.

I principali motivi sono:

- abbassamento necessario per mobilitare la resistenza ultima lungo la superficie di scorrimento;
- ricomprensione del cuscino di detrito sul fondo;
- ricomprensione dopo l'espansione conseguente all'alleggerimento alla base (prove penetrometriche effettuate dopo la presa del calcestruzzo mostrano tipicamente diminuzioni di resistenza fino a 0,50÷1,00 m sotto la base del palo).

Poiché abbassamenti di decimetri sono generalmente inaccettabili, $Q_{\text{b,lim}}$ ha poca attinenza con il carico affidabile alla base. Quand'anche tale valore rivestisse interesse, la sua previsione teorica sarebbe, ancora oggi, soggetta a forti incertezze. Infatti, i valori teorici del fattore N_q nel prodotto $N_q \cdot q$

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO I LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE TECNICA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

previsti dai diversi modelli variano, in funzione di ϕ , in una fascia avente ampiezza pari a un ordine di grandezza (si vedano ad esempio le diverse curve $N_q(\phi)$ riportate nel Doc. Rif.[12]).

Le difficoltà di previsione teorica di $N_q(\phi)$ si compongono poi con le incertezze circa il valore pertinente di ϕ (valore di piccolo, residuo, a volume costante assialsimmetrico, etc.) e la sua pratica determinazione.

Nel caso dei terreni sabbioso-ghiaiosi convenzionalmente la portata unitaria di base limite viene sostituita con la portata unitaria cui corrispondono cedimenti della base del palo pari al 5% del diametro; a tale portata viene attribuito il termine di portata critica $q_{lim,base}$.

La portata di base unitaria limite, in funzione del valore di N_q^* di Berentzanzhev, vale:

$$q_{lim,base} = N_q^* \cdot q \leq 4500 \text{ kPa};$$

da cui, moltiplicando per l'area di base del palo:

$$Q_{lim,base} = A_b \cdot q_{lim,base} .$$

5.2.1.2. Argille e limi sotto falda

5.2.1.2.1 Portata laterale

Nei terreni costituiti da limi ed argille sotto falda si fa riferimento al metodo descritto nel Doc. Rif. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

La resistenza tangenziale limite mobilitabile lungo il fusto (τ_i) è messa in relazione con la coesione non drenata tramite un fattore α_i riportato in Tab. 8.

In altre parole risulta quanto segue:

$$\tau_i = \alpha_i \cdot c_{ui} \leq 100 \text{ kPa}$$

c_u (kPa)	α (-)
≤ 25	0,90
$25 < c_u \leq 50$	0,80
$50 < c_u \leq 75$	0,60
$75 < c_u \leq 100$	0,50
> 100	0,40

Tab. 8 – Valori del coefficiente α

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO I LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE TECNICA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

5.2.1.2.2 Portata di base

La portata unitaria di base è ricavabile dalla seguente espressione:

$$q_{lim,base} = 9 \cdot cu_{base} + \sum_i \gamma_i \cdot h_i$$

essendo

$c_{u,base}$ = resistenza al taglio non drenata del terreno alla base del palo;

h_i = spessore dello strato i-esimo;

γ_i = peso di volume dello strato i-esimo.

5.2.1.3. Terreni stratificati

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille e di sabbie e ghiaie, i criteri di valutazione delle portate laterali limite rimangono analoghi a quelli descritti nei paragrafi precedenti.

Per considerare presente l'intera portata alla base occorrerà verificare che il palo sia entrato per almeno 2 diametri nello strato di base. Inoltre qualora fosse presente uno strato di terreno più scadente al di sotto della punta dei pali occorrerà intestare la punta a 3 diametri dalla superficie dello strato sottostante.

5.2.2. **Capacità portante dei pali trivellati: Pali in gruppo**

La portata limite del gruppo di pali verrà valutata ricorrendo anche al noto concetto della fondazione equivalente (vedi Terzaghi & Peck [1967]).

In accordo a tale concetto si ha che:

$$\left(Q_{lim}^{gruppo} \right)_2 = 2 \cdot (B + L) \cdot \sum_1^n \tau_i \cdot h_i + B \cdot L \cdot q_{base}^{crit}$$

dove

B, L = dimensioni in pianta della fondazione equivalente, che involupa la palificata.

L'accettabilità della fondazione dimensionata in base ai criteri di capacità portante descritti dovrà comunque essere condizionata alla valutazione dell'entità dei cedimenti e al confronto con i valori massimi accettabili per le strutture in oggetto.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO I LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE TECNICA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

5.3. Pali sottoposti a carichi orizzontali

5.3.1. Coefficiente di spinta del terreno

Per quanto riguarda il coefficiente di spinta da utilizzare per la determinazione delle azioni orizzontali del terreno sulle spalle si adotterà il valore k_0 (coefficiente di spinta a riposo) che può essere assunto pari a $1 - \sin\phi$.

5.3.2. Modulo di reazione del terreno

Nel calcolo delle sollecitazioni nei pali per effetto dei carichi orizzontali si dovrà tenere conto che i terreni di fondazione presentano, superficialmente, caratteristiche di resistenza limitate e deformabilità elevate rispetto ai cedimenti ed alle deformazioni tollerabili sia per i pali di fondazione sia per la stessa struttura ferroviaria. Nel dimensionamento della palificata quindi occorrerà tenere conto anche delle spinte e dei carichi orizzontali adottando un modulo di reazione del terreno variabile con la profondità.

5.3.3. Carichi orizzontali ed effetto ombra

Nella determinazione delle forze di taglio da applicare in testa ai pali occorre tenere in conto che esistono interazioni tra i pali caricati lateralmente, che possono essere fondamentalmente schematizzate in due tipi:

- interazione tra pali in linea, caricati in direzione parallela alla fila (Fig. 3);
- interazione tra pali affiancati, caricati in direzione perpendicolare alla fila (Fig. 4).

L'interazione del primo tipo si esplica in una diminuzione delle caratteristiche meccaniche del terreno retrostante il palo di testa della fila, con conseguente incremento degli spostamenti dei pali retrostanti.

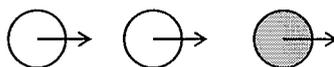


Fig. 3 – Direzione di applicazione forze orizzontali parallele all'allineamento dei pali

L'interazione del secondo tipo si esplica invece con un incremento degli spostamenti del palo centrale per effetto della presenza dei pali laterali.

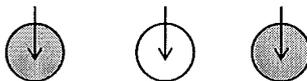


Fig. 4 – Direzione di applicazione forze orizzontali perpendicolari all'allineamento dei pali

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO I LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE TECNICA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

Nell'eseguire la ripartizione dei carichi orizzontali sui pali di testa di una palificata, si può in prima approssimazione trascurare il secondo effetto, mentre per tenere conto del primo occorre ridurre del 20% la rigidezza dei pali "in ombra". Ad esempio nel caso di una palificata con due file di pali si avrà:

$T_{\text{palo,max}} = T / (n_{\text{pali,fil1}} + 0,80 \cdot n_{\text{pali,fil2}})$, dove T è il taglio applicato alla palificata.

Per i pali della fila in ombra a favore di sicurezza si assumerà che il taglio sui pali vale T/n , considerando cioè che i pali non interferiscano fra loro.

5.3.4. Verifiche strutturali nei pali

Il momento flettente agente sul palo verrà calcolato nella ipotesi di palo immerso in mezzo elastico con modulo di reazione orizzontale variabile con la profondità, con rotazione impedita in sommità.

Il taglio sollecitante agente alla testa dei pali dovrà essere inferiore a quello resistente.

Il momento massimo sui pali sarà valutato con la formula classica del palo con testa impedita di ruotare immerso in un terreno alla Winkler:

$M = T \cdot \lambda / 2$ dove

$\lambda = (4EJ/k \cdot 1,5 \cdot \phi)$ (0,25) per terreni sovraconsolidati (k costante);

ovvero $\lambda = (4EJ/k \cdot 1,5 \cdot \phi)$ (0,20) per terreni normalconsolidati (k variabile con la profondità);

E = modulo di elasticità del palo (FL⁻²)

J = momento d'inerzia del palo (L⁴)

k = costante di Winkler (FL⁻³)

ϕ = diametro del palo (L)

Le verifiche a pressoflessione dei pali andranno eseguite per le seguenti condizioni di carico:

- M max e N associato;
- N max e M associato;
- N min e M associato.

6. CRITERI DI VERIFICA DELLE FONDAZIONI SU PALI

In accordo con quanto definito nel p.to 6.2.3. del Doc. Rif.[1], devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO I LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO DEFINITIVO												
RELAZIONE TECNICA	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF0F</td> <td>01 D 11</td> <td>RO</td> <td>GE0005 001</td> <td>A</td> <td>29 di 36</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF0F	01 D 11	RO	GE0005 001	A	29 di 36
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF0F	01 D 11	RO	GE0005 001	A	29 di 36								

- Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU);
- Verifiche agli Stati Limite d’Esercizio (SLE).

Per ogni **Stato Limite Ultimo (SLU)** deve essere rispettata la condizione:

- Verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- Verifiche agli stati limite d’esercizio (SLE).

Per ogni **Stato Limite Ultimo (SLU)** deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif. [1] e del p.to 2.3.3 del Doc. Rif. [5]})$$

dove,

E_d = valore di progetto dell’azione o dell’effetto dell’azione;

R_d = valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione ($E_d \leq R_d$) deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I coefficienti da adottarsi nelle diverse combinazioni sono definiti in funzione del tipo di verifica da effettuare (si vedano i paragrafi seguenti).

Si sottolinea che per quanto concerne le azioni di progetto E_d utili alle verifiche strutturali, tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali di cui sopra alle azioni caratteristiche, oppure, a posteriori, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche.

Per ogni **Stato Limite d’Esercizio (SLE)** deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7 del Doc. Rif.[1]})$$

dove;

E_d = valore di progetto dell’effetto dell’azione;

C_d = valore limite prescritto dell’effetto delle azioni (definito dal progettista strutturale).

La verifica della condizione $E_d \leq C_d$ deve essere effettuata impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali.

All’interno del progetto devono essere quindi definite le prescrizioni riguardanti gli spostamenti compatibili per l’opera e le prestazioni attese. Sarà a carico del Progettista Strutturale definire valori di spostamenti/rotazioni corrispondenti ad uno Stato Limite di Esercizio (s_{SLE} e θ_{SLE}) delle sovrastrutture ed

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO I LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE TECNICA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

eventualmente analoghi valori per Stati Limite Ultimi (s_{SLU} e θ_{SLU}) da confrontarsi con quelli calcolati in fondazione.

La verifica della condizione $E_d \leq C_d$ deve essere effettuata impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali.

6.1. Verifiche di sicurezza in campo statico per le fondazioni profonde

6.1.1. Stati limite ultimi (SLU)

Come riportato al p.to 6.4.3.1 della normativa di riferimento (Doc. Rif.[1]), per le fondazioni su pali, devono essere prese in considerazione almeno le seguenti verifiche agli stati limite ultimi, quando pertinenti:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:
 - Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - Stabilità globale.
- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:
 - Raggiungimento della resistenza dei pali;
 - Raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali;
 - Spostamenti o rotazioni eccessive che possano indurre il raggiungimento di uno stato limite ultimo nella struttura in elevazione.

Tutte le verifiche (GEO/STRU) di cui sopra, ad eccezione della verifica di stabilità globale dell'insieme opera-terreno, devono essere svolte considerando almeno uno dei seguenti approcci:

- Approccio 1:
 - *Combinazione 1: A1 + M1 + R1*
 - *Combinazione 2: A2 + M1 + R2*
- Approccio 2:
 - *A1 + M1 + R3*

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella Tab. 1, Tab. 4, e Tab. 9.

In accordo a quanto riportato nel Doc. Rif.[1], nelle verifiche strutturali condotte con l'Approccio 2, il coefficiente γ_R non deve essere tenuto in conto ($R3 = 1$); pertanto la verifica in questo caso diventa analoga a quella condotta con l'Approccio 1 – *Combinazione 1*.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO I LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE TECNICA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

Come definito nel P.to C6.4.3.1 del Doc. Rif. [2], l'Approccio 1 - Combinazione 2 risulta generalmente più cautelativo le verifiche di tipo GEO, mentre per le verifiche di tipo STRU risulta generalmente più cautelativo l'Approccio 1 - Combinazione 1.

La verifica di stabilità globale dell'insieme opera-terreno (p.to 6.4.3.1 del Doc. Rif.[1]) deve essere svolta secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2:

- Approccio 1:

- *Combinazione 2:* A2 + M2 + R2

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab. 1, Tab. 4, e Tab. 11.

Tale verifica, come definito al p.to 6.8.2 del Doc. Rif.[1], si ritiene soddisfatta verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni E_d e delle resistenze R_d . Ciò è svolto determinando la condizione di minimo per il rapporto R_d/E_d , applicando rispettivamente i coefficienti parziali A2 sulle azioni caratteristiche, ed i coefficienti M2 sui parametri geotecnici caratteristici. Il coefficiente riduttivo R2, definito in Tab. 11, Tab. 10, Tab. 11 va applicato sulla resistenza globale del sistema R (vedasi P.to C.6.8.6.2 del Doc. Rif.[2]), calcolata sulla base delle azioni di progetto, dei parametri di progetto e della geometria di progetto $R = R \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{x_k}{\gamma_m}; a_d \right]$. Pertanto,

definendo $R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R$, con R la resistenza globale del sistema, la verifica di stabilità globale si ritiene

soddisfatta se

$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1 \Rightarrow \frac{\frac{1}{\gamma_R} \cdot R}{E_d} \geq 1 \Rightarrow \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO I LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE TECNICA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

VERIFICA	Coefficiente parziale	PALI INFISSI			PALI TRIVELLATI			PALI AD ELICA		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Punta	γ_b	1,00	1,45	1,15	1,00	1,70	1,35	1,00	1,60	1,30
Laterale in compressione	γ_s	1,00	1,45	1,15	1,00	1,45	1,15	1,00	1,45	1,15
Totale ¹³ (1)	γ_t	1,00	1,45	1,15	1,00	1,60	1,30	1,00	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{s,t}$	1,00	1,60	1,25	1,00	1,60	1,25	1,00	1,60	1,25

Tab. 9 – Coefficienti parziali sulle resistenze (R1, R2 ed R3) per pali soggetti a carichi assiali (Tab. 6.4.II Doc. Rif. [1])

Coefficiente parziale	(R1)	(R2)	(R3)
γ_T	1,00	1,60	1,30

Tab. 10 – Coefficienti parziali sulle resistenze (R1, R2 ed R3) per pali soggetti a carichi trasversali (Tab. 6.4.IV, Doc. Rif. [1])

Coefficiente parziale	(R2)
γ_R	1,10

Tab. 11 – Coefficiente parziale sulle resistenze (R2) per le verifiche di stabilità globale (Tab. 6.8.I, Doc. Rif. [1])

Facendo riferimento a quanto previsto al p.to 3.3 del Doc. Rif.[5], per la determinazione dei valori della resistenza caratteristica R_k del palo singolo non può essere utilizzato il metodo c) di cui al p.to 6.4.3.1.1 del Doc. Rif.[1], basato sui risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota. Nell'applicazione del metodo b) al caso di paratie aventi anche funzione di fondazione i coefficienti ξ_3 , ξ_4 (tab. 6.4.IV del Doc. Rif.[1]) dovranno essere assunti pari a 1,70. Nel caso in cui le fondazioni profonde vengano eseguite con diaframmi in luogo di pali, si assumeranno gli stessi coefficienti γ_R prescritti per i pali trivellati.

¹³ Da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di progetto.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO I LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE TECNICA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

In aggiunta alle verifiche sulla portanza dei pali richieste dal Doc. Rif.[1] dovrà essere verificata la seguente relazione nel rispetto di quanto previsto al p.to 3.3 del Doc. Rif.[5]:

$$R_{c,cal,lat} / 1,25 > N_{ag}$$

dove

$R_{c,cal,lat}$ è la resistenza laterale di calcolo;

N_{ag} è il carico agente sul palo determinato per la combinazione caratteristica (rara) impiegata per le verifiche agli stati limiti di esercizio (SLE).

In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale che i pali non risentano di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese. In quest'ultimo caso, i pali devono essere comunque progettati considerando non presente il terreno circostante per tutta l'altezza di scalzamento, la quale dovrà essere determinata con apposito calcolo idraulico.

6.1.2. Stati limite di esercizio (SLE)

Come riportato al P.to 6.4.3.2 del Doc. Rif.[1], deve essere verificato che la palificata, soggetta alle azioni caratteristiche, non subisca eccessivi cedimenti (o sollevamenti) ed eccessivi spostamenti trasversali, tali da risultare non compatibili con i requisiti prestazionali della stessa e della struttura in elevazione. La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei requisiti prestazionali sopracitati, 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.

6.2. Verifiche di sicurezza in campo sismico per le fondazioni profonde

6.2.1. Stati limite di riferimento per le verifiche sismiche

Le NTC-2008 stabiliscono differenti Stati Limite (sia d'esercizio che ultimi) in funzione, in primo luogo, dell'importanza dell'opera mediante l'identificazione della Classe d'Uso (vedasi a tal proposito quanto riportato in tab. 1.1.1-1 ed in tab. 1.1.2-1 del p.to 1.1 del Doc. Rif. [4], e tab. 2.4.1I e tab. 2.4.1II del p.to 2.4 del Doc. Rif. [1]) e poi in funzione del danno conseguente ad un certo Stato Limite.

In particolare si definiscono i seguenti Stati Limite di Esercizio e Ultimi, come riportato al p.to 3.2.1 del Doc. Rif.[1]:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO I LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE TECNICA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

- *Stati Limite Ultimi (SLU):*

- *Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana (SLV)*, definito come lo stato limite in cui la struttura subisce una significativa perdita della rigidezza nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
- *Stato Limite di Prevenzione del Collasso (SLC)*, stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.

- *Stati limite di Esercizio (SLE):*

- *Stato Limite di immediata Operatività (SLO)* per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico. Tale stato limite non si applica per l'opera in oggetto.
- *Stato Limite di Danno (SLD)* definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.

La Tab. 7 riporta, in funzione della classe d'uso della struttura, lo stato limite da considerare in funzione della verifica di sicurezza appropriata per l'opera.

Con riferimento all'opera in oggetto, e considerando quanto riportato al punto C7.1 del Doc. Rif.[2], le verifiche geotecniche in presenza di un evento sismico richiedono la verifica ai seguenti stati limite:

Stato Limite Ultimo: SLV – Stato Limite di Salvaguardia della Vita (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 10\%$ nel periodo V_r);

Stato Limite Esercizio: SLD – Stato Limite di Danno (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 63\%$ nel periodo V_r).

Le suddette probabilità, valutate nel periodo di riferimento V_r per l'azione sismica, consentono di determinare, per ciascuno stato limite, il tempo di ritorno del terremoto di progetto corrispondente.

6.2.2. *Stati limite ultimi (SLU)*

Le verifiche di sicurezza agli SLU in campo sismico devono contemplare almeno le medesime verifiche definite in campo statico, ovvero:

- *SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:*

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO I LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE TECNICA	COMMESSA IFOF	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A	FOGLIO 35 di 36

- Collasso per carico limite del complesso pali-terreno nei riguardi dei carichi verticali;
- Collasso per carico limite del complesso pali-terreno nei riguardi dei carichi trasversali;
- Liquefazione del terreno;
- Spostamenti o rotazioni eccessive che possano indurre il raggiungimento di uno stato limite ultimo nella struttura in elevazione;
- Stabilità globale.
- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:
 - Raggiungimento della resistenza dei pali;
 - Raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

Tutte le verifiche (GEO/STRU) di cui sopra, tranne quella relativa alla stabilità globale, devono essere svolte considerando la seguente combinazione:

- Approccio 2:

➤ *Combinazione 1:* $A1 + M1 + R3$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella Tab. 4, Tab. 9, e Tab. 10e ponendo i coefficienti parziali sulle azioni tutti pari ad uno (vedasi P.to7.11.1 del Doc. Rif.[1]).

L'azione sismica di progetto deve essere valutata sulla base degli Stati Limite relativi all'opera da verificare (cfr. Tab. 7). Per le fondazioni su pali, come definito al punto 6.2.1, nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi, l'accelerazione equivalente di progetto è quella associata allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

La verifica di stabilità globale dell'insieme opera-terreno (P.to 6.4.3.1 del Doc. Rif.[1]) deve essere svolta secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2:

- Approccio 1:

➤ *Combinazione 2:* $A2 + M2 + R2$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab. 4 ed in Tab. 11, e ponendo i coefficienti parziali sulle azioni tutti pari ad uno (vedasi P.to7.11.1 del Doc. Rif.[1]).

In accordo a quanto già detto al punto 6.1.1, la verifica di stabilità globale si ritiene soddisfatta se:

$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1 \Rightarrow \frac{\frac{1}{\gamma_R} \cdot R}{E_d} \geq 1 \Rightarrow \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R$$

essendo R resistenza globale del sistema.

6.2.3. Stati limite di esercizio (SLE)

Nello stato limite in oggetto deve essere verificato che gli spostamenti permanenti indotti dal sisma non alterino significativamente la resistenza della fondazione, e che devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera.

L'azione sismica di progetto deve essere valutata sulla base degli Stati Limite relativi all'opera da verificare (cfr. Tab. 7). Per l'opera in oggetto, come definito al punto 6.2.1, le verifiche agli Stati Limite di Esercizio verranno condotte con riferimento allo Stato Limite di Danno (SLD).