

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 opere di sostegno

SCALA:

-

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

IF0F 01 D 11 RO GE0005 002 A

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

INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3. CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI SOSTEGNO.....	7
3.1. OPERE DI SOSTEGNO DEFINITIVE.....	7
3.1.1. <i>Tipologie</i>	7
3.1.2. <i>Condizioni di carico</i>	7
3.1.3. <i>Parametri e condizioni geotecniche di calcolo</i>	8
3.1.3.1. <i>Parametri geotecnici da assumere nelle verifiche geotecniche</i>	8
3.1.3.2. <i>Coefficienti di attrito struttura - terreno</i>	8
3.1.3.3. <i>Coefficienti di spinta del terreno</i>	9
3.1.3.4. <i>Posizione della falda di progetto</i>	11
3.1.4. <i>Valutazione della capacità portante</i>	11
3.1.4.1. <i>Capacità portante in condizioni drenate (materiali granulari) – condizioni statiche</i>	11
3.1.4.2. <i>Capacità portante in condizioni non drenate (materiali coesivi) – condizioni statiche</i>	14
3.1.4.3. <i>Capacità portante – condizioni sismiche</i>	15
3.2. OPERE PROVVISORIALI A PRESIDIO DELLA SEDE FERROVIARIA.....	16
3.2.1. <i>Tiranti</i>	17
3.2.1.1. <i>Parametri geotecnici di progetto</i>	17
3.2.1.1.1 <i>Attrito terreno-paratia:</i>	17
3.2.1.1.2 <i>Parametri di spinta del terreno</i>	17
3.2.1.2. <i>Condizioni di carico</i>	17
4. CRITERI DI VERIFICA OPERE DI SOSTEGNO.....	18
4.1. CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE.....	18
4.2. VERIFICHE STATICHE.....	19
4.2.1. <i>Stati limite ultimi (SLU) per i muri di sostegno</i>	19
4.2.2. <i>Stati limite ultimi (SLU) per le paratie e per le opere di sostegno provvisorie</i>	25



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 TECNICO-DESCRITTIVA	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IF0F	01 D 11	RO	GE0005 002	A	3 di 34

4.2.3. *Stati limite di esercizio (SLE)*28

4.3. VERIFICHE SISMICHE.....29

4.3.1. *Stati limite di riferimento per le verifiche sismiche*.....29

4.3.2. *Stati limite ultimi (SLU)*.....32

4.3.3. *Stati limite di esercizio (SLE)*33

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 opere di sostegno, paratie di pali e di diaframmi in c.a. 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 par **2** **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** Vengono inoltre definiti i criteri per la progettazione delle opere provvisionali in particolare per quelle a presidio dei rilevati ferroviari.

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 verifica che verranno sviluppati nelle singole relazioni di calcolo qualora si riscontrato condizioni non riconducibili alla trattazione generale di seguito esposta.

	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 TECNICO-DESCRITTIVA	COMMESSA IFOF	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0006 002	REV. A	FOGLIO 5 di 34

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.
- [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] Raccomandazione ancoraggi nei terreni e nelle rocce – AGI/AICAP – 2012;

- [14] Raccomandazioni sulle Prove Geotecniche di Laboratorio – Associazione Geotecnica Italiana – Giugno 1994;
- [15] 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;
- [16] 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 TECNICO-DESCRITTIVA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 002	REV. A

3. Criteri di dimensionamento delle opere di sostegno

Le opere definitive a sostegno della sede ferroviaria considerate nel presente documento sono opere di sostegno e paratie di pali e/o di diaframmi in c.a. Di seguito vengono descritti i criteri di analisi, dimensionamento, e verifica per le diverse opere presenti in progetto.

3.1. Opere di sostegno definitive

3.1.1. Tipologie

In relazione all'altezza di rilevato da sostenere ed alla distanza dal ciglio, si definiscono 3 tipologie di opere di sostegno (cfr. Fig. 1), a cui si aggiunge la quarta nel caso di trincee:

- Tipo A: L'opera di sostegno è ubicata al ciglio del rilevato, il terreno a tergo è orizzontale. Con questa tipologia si ha la minore distanza muro-binario, pertanto su queste opere può essere prevista la barriera antirumore in sommità;
- Tipo B: Opera di sostegno con profilo del terreno a tergo come indicato in figura;
- Tipo C: Opera a sostegno di un pendio indefinito con inclinazione 3/2 (circa 33°). Non è prevista la barriera antirumore ed i carichi accidentali generalmente non rientrano nel cuneo di spinta;
- Tipo D: Muri di controripa: sono muri a sostegno del pendio in trincea, il binario è ubicato a valle.

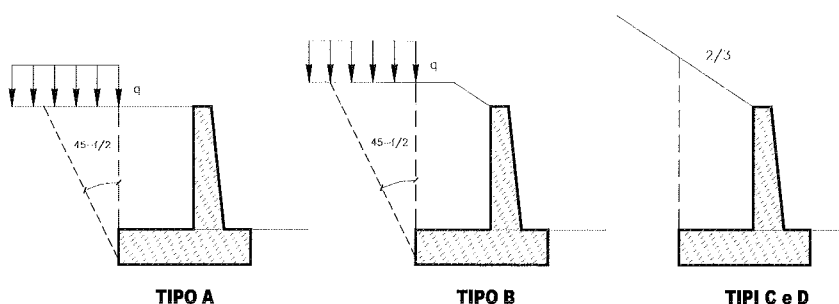


Fig. 1 – Tipologie di opere di sostegno (sottoscarpa e controripa)

3.1.2. Condizioni di carico

Le verifiche, per cui si rimanda al successivo p.to 4, verranno condotte utilizzando le azioni elementari di carico definite nei documenti Rif.Doc.[1], Rif.Doc[2], Rif.Doc[4], Rif.Doc.[5], Rif.Doc.[7] e Rif.Doc.[8].

 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 TECNICO-DESCRITTIVA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 002	REV. A

3.1.3. Parametri e condizioni geotecniche di calcolo

Nel seguito sono descritti i parametri caratteristici per la definizione delle resistenze di riferimento nelle diverse verifiche geotecniche di cui al p.to 4.

3.1.3.1. Parametri geotecnici da assumere nelle verifiche geotecniche

- PARATIE E OPERE DI SOSTEGNO (sezioni in TRINCEA): parametri geotecnici del terreno in situ;
- OPERE DI SOSTEGNO (sezioni in rilevato): salvo più accurate determinazione i parametri geotecnici caratteristici del terreno del rilevato sono riportati in Tab. 1 e risultano congruenti a quanto previsto in Doc.Rif. [5]:

Descrizione	Rilevato ferroviario	Rilevato stradale
Peso unità di volume γ (kN/m ³)	20,00	19,00
Angolo di attrito ϕ' (°)	38°	35°
Coesione efficace c' (kPa)	0,00	0,00

Tab. 1 – Parametri geotecnici per rilevati stradali e ferroviari

Nel caso di ritombamenti i parametri da considerare sono quelli associati al rilevato stradale di Tab. 1.

3.1.3.2. Coefficienti di attrito struttura - terreno

- per l'attrito paramento – terreno si utilizza un valore δ non superiore a $0,6 \phi'$ in fase statica, e $\delta = 0$ in fase sismica;
- l'attrito fondazione muro – terreno, in funzione dell'angolo d'attrito del terreno, assume i seguenti valori:
 - per $\phi' < 30^\circ \rightarrow \mu = \text{tg } \phi'$;
 - per $\phi' > 35^\circ \rightarrow \mu = 0,85 \text{ tg } \phi'$;
 - per $30^\circ \leq \phi' \leq 35^\circ \rightarrow \mu$ si ricava per interpolazione lineare tra i due valori precedenti;
- l'adesione c_a terra-opera sarà considerata nulla.

3.1.3.3. Coefficienti di spinta del terreno

Andranno calcolati in condizioni statiche ed in condizioni sismiche, con riferimento all'angolo di inclinazione del pendio a tergo, dell'angolo di inclinazione del parametro verticale lato monte, dall'attrito terra muro e naturalmente dall'angolo di attrito del terreno. Di seguito sono proposte le formulazioni di riferimento:

- Coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 1 - \tan\phi'$;
- Coefficiente di spinta attiva k_a e passiva k_p secondo lo schema di Fig. 2 (formula di Muller – Breslau):

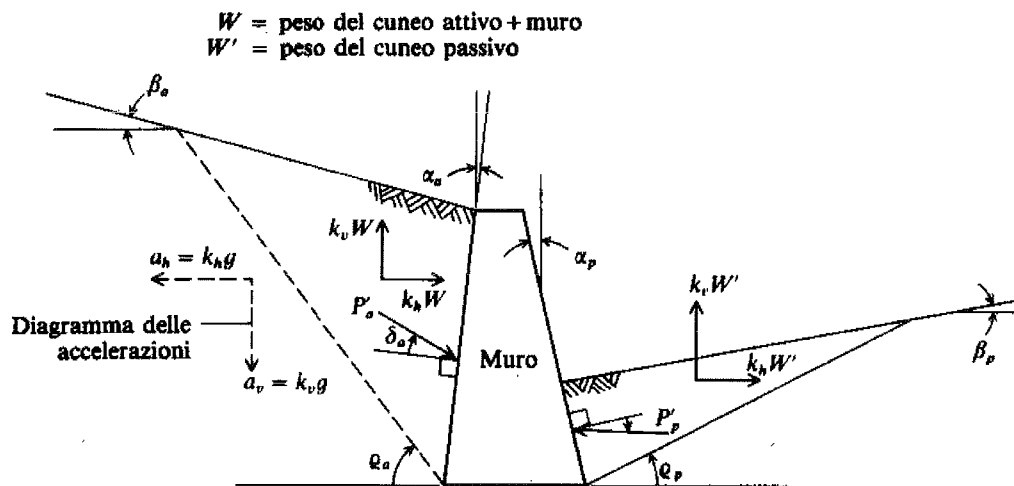


Fig. 2 – Schema spinte del terreno

$$k_a = \frac{\cos^2(\alpha + \phi)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\cos^2(\alpha - \phi)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove

ϕ = angolo di attrito interno del terreno;

α = inclinazione paramento di monte rispetto alla verticale;

β = inclinazione del pendio di monte rispetto al piano orizzontale;

δ = angolo di attrito terra-muro.

- Coefficiente di spinta attiva k_{as} e passiva k_{ps} secondo lo schema di Fig. 2 (formula di Mononobe – Okabe):

se $\beta \leq \phi - \theta$

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha_a - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \cos^2 \alpha_a \cdot \cos(\delta_a + \alpha_a + \vartheta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_a) \cdot \sin(\phi - \beta_a - \vartheta)}{\cos(\delta_a + \alpha_a + \vartheta) \cdot \cos(\beta_a - \alpha_a)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\cos^2(\phi + \alpha_p - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \cos^2 \alpha_p \cdot \cos(\delta_p - \alpha_p + \vartheta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_p) \cdot \sin(\phi + \beta - \vartheta)}{\cos(\delta_p - \alpha_p + \vartheta) \cdot \cos(\beta_p - \alpha_p)}} \right]^2}$$

se $\beta > \phi - \theta$

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha_a - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \cos^2 \alpha_a \cdot \cos(\delta_a + \alpha_a + \vartheta)}$$

$$k_p = \frac{\cos^2(\phi + \alpha_p - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \cos^2 \alpha_p \cdot \cos(\delta_p - \alpha_p + \vartheta)}$$

dove:

ϕ = angolo di attrito interno del terreno;

α = inclinazione paramento di monte rispetto alla verticale;

β = inclinazione del pendio di monte rispetto al piano orizzontale;

δ = angolo di attrito terra-muro;

θ = angolo definito nei seguenti modi:

- in assenza di falda è dato da $\tan \theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$
- in presenza di falda e terreno impermeabile ($E_{wd}=0$) è dato da: $\tan \theta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$

 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 TECNICO-DESCRITTIVA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 002	REV. A

- in presenza di falda e terreno permeabile (E_{wd} spinta idrodinamica) è dato da:

$$\tan \theta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v} \quad E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^{1,2}$$

da cui la pressione idrodinamica sul muro diventa $p(z) = \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H \cdot z}$

$k_h, k_v =$ valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali; per la loro definizione si rimanda a quanto previsto in Doc.Rif.[1], Doc.Rif.[4] e soprattutto Doc.Rif.[5].

a, p = attivo, passivo.

3.1.3.4. Posizione della falda di progetto

Nel caso di falda viene trattata nel seguente modo:

- MURI: il livello di falda viene considerato a quota fondazione del muro;
- PARATIE: il livello di falda va considerato a quota fondo scavo, assumendo un moto di filtrazione caratterizzato da un uguale valore della pressione interstiziale a monte e a valle della struttura di sostegno in corrispondenza del piede della paratia.

In presenza di falda, a tergo delle opere andrà previsto un opportuno sistema di drenaggio.

3.1.4. Valutazione della capacità portante

La capacità portante del terreno dovrà essere valutata tenendo conto di eccentricità e 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 dell'opera di sostegno 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.

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

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 :**

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

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

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

- **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):

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

$$s_q = s_\gamma$$

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

- **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):**

RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0F	01 D 11	RO	GE0005 002	A	13 di 34

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

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

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

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

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):**

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

$$b_{\gamma} = b_q$$

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

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 ($\omega < \pi/4, \omega < \phi$).

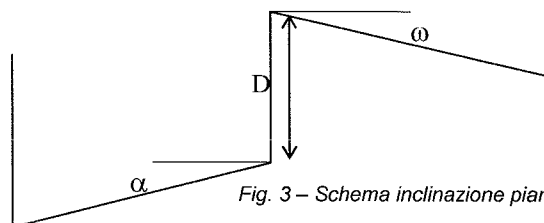


Fig. 3 – Schema inclinazione piano campagna

- 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. 3 ($0 \leq a \leq D$), l'equazione si scrive:

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

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 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:

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

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

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 :**

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>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</p>												
<p>RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA</p>	<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 002</td> <td>A</td> <td>15 di 34</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF0F	01 D 11	RO	GE0005 002	A	15 di 34
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF0F	01 D 11	RO	GE0005 002	A	15 di 34								

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

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

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

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

- **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 $s_\gamma = 1 + 0,4 \cdot \frac{B}{L}$.

3.1.4.3. 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 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: $z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0,5}$;
- contributo legato alla coesione del terreno: $z_c = (1 - 0,32 \cdot k_h)$.

	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 TECNICO-DESCRITTIVA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0006 002	REV. A

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. 4.

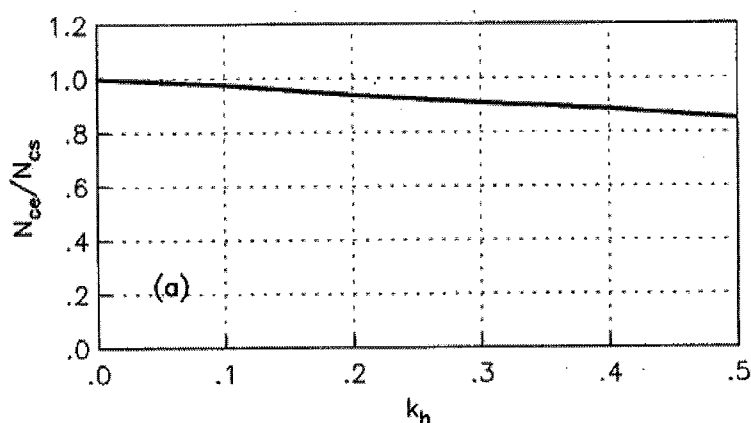


Fig. 4 – Rapporto tra N_{cs} (sismico) e N_{cs} (Statico) in funzione di k_h

3.2. Opere provvisionali a presidio della sede ferroviaria

Per quanto riguarda il dimensionamento e la realizzazione delle opere provvisionali necessarie a garantire il sostegno di un rilevato ferroviario in esercizio durante i lavori di scavo per ampliamento della piattaforma ferroviario oppure per prolungamento di manufatti di attraversamento esistenti (sottovia, tombini, ponticelli), in conformità a quanto previsto al p.to 4.1 del Doc.Rif.[5], devono essere dimensionate per resistere alle azioni statiche delle terre, ai sovraccarichi realmente presenti e al sisma, nel periodo di riferimento, con un grado di sicurezza non inferiore a quello richiesto per le opere permanenti. Il Periodo di riferimento di un'opera provvisoria deve essere posto pari alla sua vita nominale, individuata in accordo al paragrafo 2.4.1 delle NTC08, moltiplicata per un coefficiente d'uso c_u pari ad 1.

Le verifiche sismiche di opere provvisorie potranno essere omesse se la durata prevista in progetto è inferiore a 2 anni.

Le opere provvisionali da prevedere in questi casi sono costituite da paratie di micropali accostati, iniettati a debole pressione, oppure da pali o da palancole; potranno essere tirantate con uno o più ordini di tiranti in relazione alle diverse altezze di scavo da contenere.

La paratia andrà realizzata ad una distanza dal binario esistente in esercizio tale da garantire l'esecuzione dei lavori in oggetto nel rispetto delle norme e delle disposizioni ferroviarie sulla sicurezza.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>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</p>					
<p>RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA</p>	<p>COMMESSA IFOF</p>	<p>LOTTO 01 D 11</p>	<p>CODIFICA RO</p>	<p>DOCUMENTO GE0005 002</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 17 di 34</p>

La distanza dall'interno della rotaia più vicina alla paratia sarà funzione della velocità del treno durante la fase di realizzazione, e quanto necessario prevedere per la separazione fisica dell'area di lavoro dalla zona di influenza del traffico ferroviario.

3.2.1. Tiranti

Nei successivi punti vengono analizzati i tiranti per le cui caratteristiche e relative verifiche occorre far riferimento a quanto previsto in Doc.Rif.[1], Doc.Rif.[5], e Doc.Rif.[13].

3.2.1.1. Parametri geotecnici di progetto

I parametri geotecnici da assumere nelle verifiche di stabilità sono quelli del terreno del rilevato ferroviario (cfr. Tab. 1) oppure in situ.

3.2.1.1.1 Attrito terreno-paratia:

Per l'aderenza tra terreno ed opera di sostegno si assume un valore di δ non inferiore a $0,6 \phi'$ in fase statica e nullo in fase sismica.

3.2.1.1.2 Parametri di spinta del terreno

Le verifiche vengono condotte adottando i parametri di spinta attiva e passiva per il terreno a monte ed a valle dell'opera di sostegno con le formulazioni descritte al precedente p.to 3.1.3.3.

3.2.1.2. Condizioni di carico

Anche in questo caso le verifiche, per cui si rimanda al successivo p.to 4, verranno condotte utilizzando le azioni elementari di carico definite nei documenti Rif.Doc.[1], Rif.Doc[2], Rif.Doc[4], Rif.Doc.[5], Rif.Doc.[7] e Rif.Doc.[8]. Al p.to 4.4 del Rif.Doc[4] per le opere di sostegno ferroviarie è previsto che le azioni variabili da traffico ferroviario da portare in conto sono quelle dovute al treno di carico SW2, pari a 150 kN/m, senza incremento dinamico. Visto anche che le opere in oggetto fanno parte di una linea interoperabile come già evidenziato al p.to 1, l'azione dovrà essere confrontata con previsto dalle norme STI di riferimento (Doc.Rif.[7] e Doc.Rif.[8])

4. Criteri di verifica opere di sostegno

4.1. Criteri di verifica agli stati limite

In accordo con quanto definito nel p.to 6.2.3. del Doc. Rif. [1] e del 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.

	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 TECNICO-DESCRITTIVA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0006 002	REV. A	FOGLIO 19 di 34

4.2. Verifiche statiche

4.2.1. Stati limite ultimi (SLU) per i muri di sostegno

Come riportato al p.to 6.5.3.1.1 del Doc. Rif.[1], per le opere di sostegno devono essere prese in considerazione almeno le seguenti verifiche agli stati limite ultimi, quando pertinenti:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:
 - Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
 - Collasso per carico limite verticale;
 - Scorrimento sul piano di posa.
- SLU di equilibrio di corpo rigido (EQU), relative a condizioni di:
 - Ribaltamento.
- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:
 - Raggiungimento della resistenza strutturale negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale dell'insieme opera di sostegno-terreno (P.to 6.5.3.1.1 del Doc. Rif.[1]) deve essere svolta secondo l'*Approccio 1 – Combinazione 2* come prescritto al p.to 6.5.3.1.1 del Doc. Rif.[1], e ribadito al p.to 4.3 del Doc. Rif.[5]:

- A2 + M2 + R2.

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. 2 (Tab. 5.2.V del Doc Rif. [4]) e i coefficienti di combinazione ψ in Tab. 3 (Tab. 5.2.VI. del Doc.Rif. [4]) ed in Tab. 4 (Tab. 5.2.VII. del Doc.Rif. [4]); per le azioni e i parametri geotecnici si rimanda rispettivamente alla Tab. 5, alla Tab. 6 ed alla Tab. 7.

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 R2, definito nel P.to C.6.8.6.2 del Doc. Rif.[2], va applicato sulla resistenza globale del sistema, calcolata sulla base delle azioni di progetto, dei parametri di progetto e della

geometria di progetto $R = R \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{x_k}{\gamma_m}; a_d \right]$. 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. 2, in Tab. 3, in Tab. 4, in Tab. 5, in Tab. 6, ed in Tab. 7.

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. 2, in Tab. 3, in Tab. 4, in Tab. 5, in Tab. 6, ed in Tab. 7.

Nel rispetto di quanto prescritto al p.to 4.3 del Doc.Rif.[5], per i muri di sostegno ferroviario non è ammesso eseguire le verifiche con l'Approccio 2. Nel caso di muri a mensola con suola sufficientemente lunga di cui al caso "a" della Fig. 5, la spinta sull'opera di sostegno deve essere applicata sul piano verticale *cd*, assunto come il paramento virtuale del muro. Su tale paramento l'angolo di inclinazione δ della risultante della spinta (applicata ad 1/3 dell'altezza del paramento virtuale) si può assumere uguale all'angolo di inclinazione β del terrapieno, a meno che β non sia superiore all'angolo di resistenza al taglio del terreno φ' , nel qual caso si potrà assumere $\delta = \varphi'$.

Per muri con suola relativamente corta di cui al caso "b" della Fig. 5, quando cioè l'angolo che la retta passante per i punti "a" e "c", che rappresentano lo spigolo lato terreno della testa del muro e lo spigolo lato terreno della fondazione, forma con la verticale è inferiore a $45^\circ - \varphi'/2$, si può assumere $\delta = \varphi'/2$ e la superficie virtuale su cui applicare la spinta diventa il piano *ac* della figura.

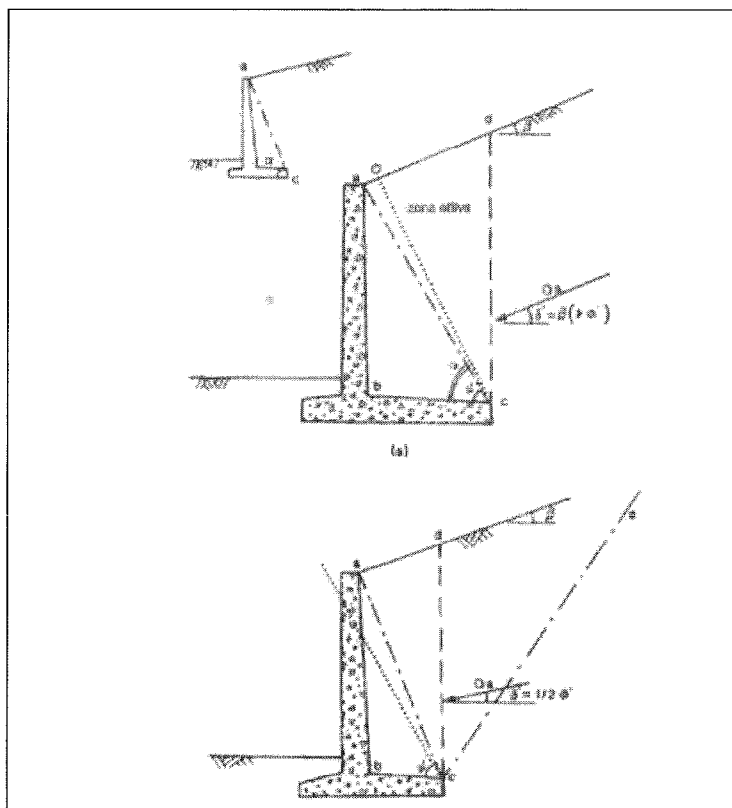


Fig. 5 - Spinta sui muri di sostegno a mensola con suola lunga (caso a) e con suola corta (caso b) (Fig. 4.3.1 del Doc.Rif.[5])

Nel primo caso tutto il peso del terreno al di sopra della suola (*abcd*) deve essere considerato stabilizzante nelle verifiche, e ad esso sono da applicarsi le forze d'inerzia in fase sismica. Nel secondo caso il terreno da prendere in considerazione è quello contenuto nel triangolo (*abc*). Nella verifica a scorrimento e a ribaltamento dei muri di sostegno, di norma, va trascurata la resistenza passiva antistante il muro.

Nel caso di muri a mensola con denti di ancoraggio in fondazione, il coefficiente di sicurezza a scorrimento va determinato calcolando la resistenza del terreno in corrispondenza della superficie mistilinea che congiunge i bordi della zattera di fondazione ed il piede del dente. Non va quindi sommata la resistenza allo scorrimento al contatto muro terreno con la resistenza passiva di fronte al dente.

		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. 2 – Coefficienti parziali sulle azioni (Tab. 5.2.V del Doc. Rif. [4])

In Tab. 2 (Tab. 5.2.V del Doc. Rif. [4]) il significato dei simboli è il seguente:

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

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 Doc. Rif. [4].

⁵ Aliquota di carico da traffico da considerare.

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

⁷ 1,20 per effetti locali.

	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 TECNICO-DESCRITTIVA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0006 002	REV. A

- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

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

Tab. 3 – Coefficienti di combinazione ψ delle azioni (Tab. 5.2.VI del Doc. Rif.[4])

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.

	Azioni	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ¹⁰	1 ¹¹	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ¹⁰	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,00 ¹⁰	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ¹⁰	-	-
	Centrifuga	12 10	12	12
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ¹⁰	0,80	0,0

 Tab. 4 – Coefficienti di combinazione ψ delle azioni (Tab. 5.2.VII del Doc. Rif.[4])

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_γ	1,00	1,00

Tab. 5 – Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2) (Tab. 6.2.II Doc. Rif. [1])

Coefficiente parziale	(R2)
γ_R	1,10

Tab. 6 – 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	1,00	1,40
Scorrimento	γ_R	1,00	1,00	1,10

Tab. 7 – Coefficienti parziali sulle resistenze (R1, R2 ed R3) (Tab. 6.5.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.

	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 TECNICO-DESCRITTIVA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0006 002	REV. A	FOGLIO 26 di 34

Come indicato nel p.to C.6.5.3.1.1 del Doc. Rif.[2], nell'Approccio 1 Combinazione 2 i coefficienti globali γ_R sulla resistenza del sistema (R2) sono unitari. 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 del gruppo R3 sono unitari.

Nella verifica per scorrimento sul piano di posa non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro. In casi particolari, dovute alle caratteristiche meccaniche dei terreni e alle modalità costruttive, la presa in conto da un'aliquota (comunque non superiore al 50%) di tale resistenza è subordinata all'assunzione di effettiva permanenza di tale contributo, nonché alla verifica che gli spostamenti necessari alla mobilitazione di tale aliquota siano compatibili con le prestazioni attese dell'opera.

La verifica per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno è stata condotta facendo riferimento alla formulazione trinomia classica al p.to 3.1.4.

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

4.2.2. Stati limite ultimi (SLU) per le paratie e per le opere di sostegno provvisorie

In riferimento a quanto riportato al p.to 6.5.3.1.2 del Doc. Rif.[1] ed a quanto evidenziato della parte descrittiva del p.to 3.2, per le paratie e le opere di sostegno provvisorie, devono essere prese in considerazione almeno le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:
 - Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
 - Collasso per carico limite verticale;
 - Sfilamento di uno o più ancoraggi (se presenti);
 - Stabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate.
- SLU di equilibrio di corpo rigido (EQU), relative a condizioni di:
 - Ribaltamento (collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera).
- SLU di tipo idraulico (UPL e HYD), relative a condizioni di:
 - Stabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - Sifonamento del fondo scavo.
- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:

- Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- Raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
- Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

In merito alle verifiche e le combinazioni di riferimento si rimanda a quanto già evidenziato per le opere di sostegno definitive al p.to 4.2.1.

La verifica a sfilamento di uno o più tiranti (se presenti) deve essere svolta secondo l'Approccio 2 – *Combinazione 1* (p.to 6.6.2 del Doc. Rif. [1]):

- A1 + M1 + R3

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab. 2, in Tab. 3, in Tab. 4, in Tab. 5, in Tab. 6, ed in Tab. 7.

Tale verifica viene svolta in accordo a quanto riportato nel p.to C6.6.2 del Doc. Rif.[2], e si considera soddisfatta se risulta

$$P_d < R_{ad}$$

essendo

P_d l'azione di progetto valutata mediante analisi di interazione opera di sostegno-terreno;

R_{ad} la resistenza di progetto valutata applicando i coefficienti di Tab. 8 alla resistenza caratteristica R_{ak} .

CONDIZIONE	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporaneo	$\gamma_{Ra,t}$	1.1
Permanente	$\gamma_{Ra,p}$	1.2

Tab. 8 – Coefficienti parziali sulle resistenze degli ancoraggi (R3)

Tutte le rimanenti verifiche (GEO/STRU) di cui sopra devono essere svolte considerando entrambe le combinazioni dell'Approccio 1:

- *Combinazione 1: A1 + M1 + R1;*
- *Combinazione 2: A2 + M2 + R1.*

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab. 2, in Tab. 3, in Tab. 4, in Tab. 5, in Tab. 6, ed in Tab. 7.

	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 TECNICO-DESCRITTIVA	<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>GE0006 002</td> <td>A</td> <td>27 di 34</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF0F	01 D 11	RO	GE0006 002	A	27 di 34
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF0F	01 D 11	RO	GE0006 002	A	27 di 34								

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

Qualora l'opera sia un muro fondato su pali di fondazione, le verifiche per scorrimento, ribaltamento e collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno non vengono svolte in quanto tali cinematismi sono verificati nell'ambito delle verifiche di stabilità della palificata. Analogamente, il collasso per carico limite viene verificato mediante la verifica al medesimo meccanismo di rottura per la palificata di fondazione.

In accordo a quanto definito nel p.to. 6.4.3.1 del Doc. Rif.[1] ed al p.to 3.3 del Doc.Rif.[5], per la fondazione su pali del muro, devono essere prese in considerazione almeno le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:
 - Stabilità globale
 - Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- SLU di tipo strutturale (STRU), 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, ad eccezione di quella relativa alla stabilità globale, devono essere svolte considerando almeno uno dei seguenti approcci (p.to 6.4.3.1 del Doc. Rif.[1] e p.to 3.3 del Doc.Rif.[5]):

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

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab. 2, in Tab. 3, in Tab. 4, in Tab. 9, in Tab. 10, ed in Tab. 11.

Per la verifica di stabilità globale dell'insieme opera di sostegno-terreno vale quanto definito sopra.

 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 TECNICO-DESCRITTIVA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 002	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	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])

4.2.3. Stati limite di esercizio (SLE)

Come precisato nel p.to 6.4.3.2 del Doc. Rif.[1] ed al p.to 4.4 del Doc.Rif.[5], deve essere verificato, mediante analisi effettuate impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali, precedentemente descritti, che l'opera di sostegno 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 per l'opera sovrastante. Il muro di sostegno dovrà essere dimensionato nel rispetto dei requisiti prestazionali sopra citati.

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

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 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 qualora gli spostamenti ammissibili per la struttura sia notevolmente ridotti.

4.3. Verifiche sismiche

4.3.1. 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 e poi in funzione del danno conseguente ad un certo Stato Limite.

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], Doc. Rif. [2], Doc. Rif. [4], e Doc. Rif. [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.



**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 TECNICO-DESCRITTIVA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0F	01 D 11	RO	GE0005 002	A	30 di 34

La Tab. 12 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]).

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

Con riferimento alle fondazioni superficiali generalmente oggetto della progettazione, e considerando quanto riportato al p.to 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 $P_{vr} = 10\%$);
- Stato Limite Esercizio: **SLD** – Stato Limite di Danno (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 opere in oggetto, nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi, relative 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**).

Le verifiche, come ammesso dalla Normativa, saranno svolte simulando l'azione sismica di progetto mediante l'uso di metodi pseudostatici.

4.3.2. 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 quelli riportati in Tab. 2, in Tab. 3, ed in Tab. 4.

Come indicato nel p.to 7.11.6.2.2 del Doc. Rif.[1] i muri di sostegno devono soddisfare le condizioni di stabilità globale con i metodi di analisi di cui al p.to 7.11.3.5 del Doc. Rif. [1] e le verifiche di sicurezza delle fondazioni di cui al p.to 7.11.5 del Doc. Rif. [1].

Come indicato al p.to 7.11.5.3 del Doc. Rif. [1], per le verifiche della fondazione su pali, inerenti al raggiungimento della resistenza del terreno, si è assunto l'Approccio 1 - Combinazione 2, assumendo i seguenti coefficienti parziali:

- coefficienti parziali M2 per quanto concerne la valutazione dell'incremento di spinta indotto dalle azioni sismiche;
- coefficienti parziali A2 posti pari all'unità;
- coefficienti parziali R3 per la valutazione delle resistenze 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 TECNICO-DESCRITTIVA	COMMESSA IF0F	LOTTO 01 D 11	CODIFICA RO	DOCUMENTO GE0005 002	REV. A	FOGLIO 33 di 34

4.3.3. Stati limite di esercizio (SLE)

Con riferimento allo stato limite di esercizio, che è associato allo Stato Limite di Danno per l'opera in oggetto, dev'essere verificata la compatibilità degli spostamenti permanenti indotti dal sisma con la funzionalità dell'opera o delle strutture eventualmente adiacenti, e devono essere tali da non ridurre la resistenza dell'opera.

L'azione sismica di progetto deve essere valutata sulla base degli Stati Limite relativi all'opera da verificare. Per l'opera in oggetto, come definito al p.to 4.2.1, le verifiche agli Stati Limite di Esercizio verranno condotte con riferimento allo Stato Limite di Danno (**SLD**) valutando gli spostamenti. Sulla base di tali componenti si calcola quindi lo spostamento orizzontale in corrispondenza dello spiccato del paramento.

In queste verifiche, analogamente al caso statico, le azioni ed i parametri dei materiali e le relative resistenze sono considerati con i loro valori caratteristici.

Per la definizione degli spostamenti limite si rimanda a quanto previsto al p.to 4.4 del Doc.Rif.[5]. In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle acque sotterranee. In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive.

In condizioni sismiche devono essere condotte verifiche nei confronti dello stato limite di danno. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa. Lo spostamento orizzontale massimo ammissibile in testa ad un'opera di sostegno di contenimento della sede ferroviaria può essere assunto, in condizioni sismiche, pari a 2 cm. Lo spostamento allo SLD può essere determinato con analisi dinamiche avanzate o con i metodi degli spostamenti.

In via semplificata, lo spostamento permanente d di un muro di sostegno può essere determinato con la seguente relazione:

$$d = (S_S \cdot S_T \cdot B) \cdot e^{A \left(\frac{a_c}{a_{max}} \right)}$$

dove:

S_S e S_T sono i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica (p.to 3.2.3.2 NTC08);

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito (p.to 7.11.6.2.1 NTC08);

a_c è l'accelerazione critica e rappresenta il valore limite dell'accelerazione al di sotto del quale l'opera non subisce spostamenti;

A, B sono coefficienti raccolti in Tab. 13 funzione di a_{max} e della categoria di sottosuolo (Rampello et al., 2008).

Sottosuolo	Cat. A		Cat. B		Cat. C, D, E	
	A	B	A	B	A	B
0,30 ÷ 0,40	-7,50	1,21	-7,9	1,06	-7,40	0,56
0,20 ÷ 0,30	-7,42	1,28	-7,79	1,11	-7,54	0,58
0,10 ÷ 0,20	-7,48	0,65	-7,86	0,73	-8,05	0,86
≤ 0,10	-7,87	0,28	-7,86	0,30	-8,07	0,44

Tab. 13 – Coefficienti A e B funzione di a_{max} e della categoria di sottosuolo per calcolo spostamenti

L'accelerazione critica a_c può essere determinata imponendo pari all'unità il rapporto R_d/E_d nella verifica allo scorrimento, avendo preso a riferimento i valori caratteristici di azioni e resistenze (coefficienti γ_F e γ_M pari ad 1).

