



Servizio Tecnico di Bacino Romagna
(CESENA, FORLÌ, RAVENNA, RIMINI)

Forlì - via delle Torri 6

tel. 0543 - 459711 fax 0543-459724

e-mail stbfo@ regione.emilia-romagna.it

Piano degli interventi urgenti riguardante gli eventi relativi agli eccezionali eventi atmosferici verificatesi nei giorni dal 09 al 18 marzo 2010 nel territorio delle provincia di Forlì – Cesena OPCM 3911/2010

“OPCM 3911/2010. secondo piano degli interventi urgenti. Cod. 07360. Intervento al piede della frana in località Poggio Baldi frazione di Corniolo, nell’alveo del fiume Bidente e messa in sicurezza lago. Importo €160'000”.



PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

Ing. Davide Sormani

Ing. Sara Vannoni

Geol. Alessandro Stefani

Geom. Fausto Pardolesi

Geom. Marco Olivieri

Il Responsabile del Servizio

Ing. Mauro Vannoni

Forlì _____ n.° _____

Indice

1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'INTERVENTO.....	5
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO	7
3.1. Caratterizzazione geotecnica a fini sismici	7
3.2. Parametri operativi di calcolo	8
4. ANALISI DEI CARICHI.....	8
4.1. Pesi	9
4.2. Spinte idrostatiche.....	9
4.2.1 Spinte idrostatiche orizzontali	9
4.2.2 Sottospinta idraulica	11
4.3. Spinta del terreno	11
4.4. Sisma	11
5. DIMENSIONAMENTO DELLE BRIGLIE	13
5.1. Combinazione statica.....	14
5.1.1 Verifica al ribaltamento.....	14
5.1.2 Verifica allo scorrimento.....	16
5.1.3 Verifica di resistenza del terreno	17
5.1.4 Sintesi dei fattori di sicurezza.....	18
5.2. Combinazione sismica.....	19
6. VERIFICHE DI RESISTENZA NTC-08	19
6.1. Combinazione statica.....	20
6.2. Combinazione sismica.....	22

1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'INTERVENTO

Con l'Ordinanza del Consiglio dei Ministri OPCM n 3911/10 è stato finanziato un ulteriore intervento (codice n 07360) di importo complessivo pari a € 160.000,00 per la messa in sicurezza del lago di Poggio Baldi e la stabilizzazione del tratto di alveo del torrente Bidente al piede del corpo della frana.

L'intervento prevede la realizzazione delle seguenti opere principali:

1. una soglia di sfioro in c.c.a. per la stabilizzazione del fondo del torrente Bidente in uscita dal Lago di Poggio Baldi;
2. tre briglie in massi ciclopici cementati con rivestimento dell'alveo a valle delle stesse mediante realizzazione di bacino di dissipazione in c.c.a.;
3. difesa spondale mediante scogliera in massi di grossa dimensione (peso superiore 3 ton) nel tratto dal torrente dallo sbocco dal lago all'ultima briglia.

Le opere sono state individuate e dimensionate sulla base del rilievo effettuato nel mese di febbraio 2013 quale risulta dagli elaborati grafici allegati al progetto esecutivo a base di appalto; nel quadro economico è prevista una somma per l'aggiornamento del rilievo (planimetria e sezioni) a carico dell'impresa sulla base delle cui risultanze quote e dimensioni delle opere saranno eventualmente aggiornate.

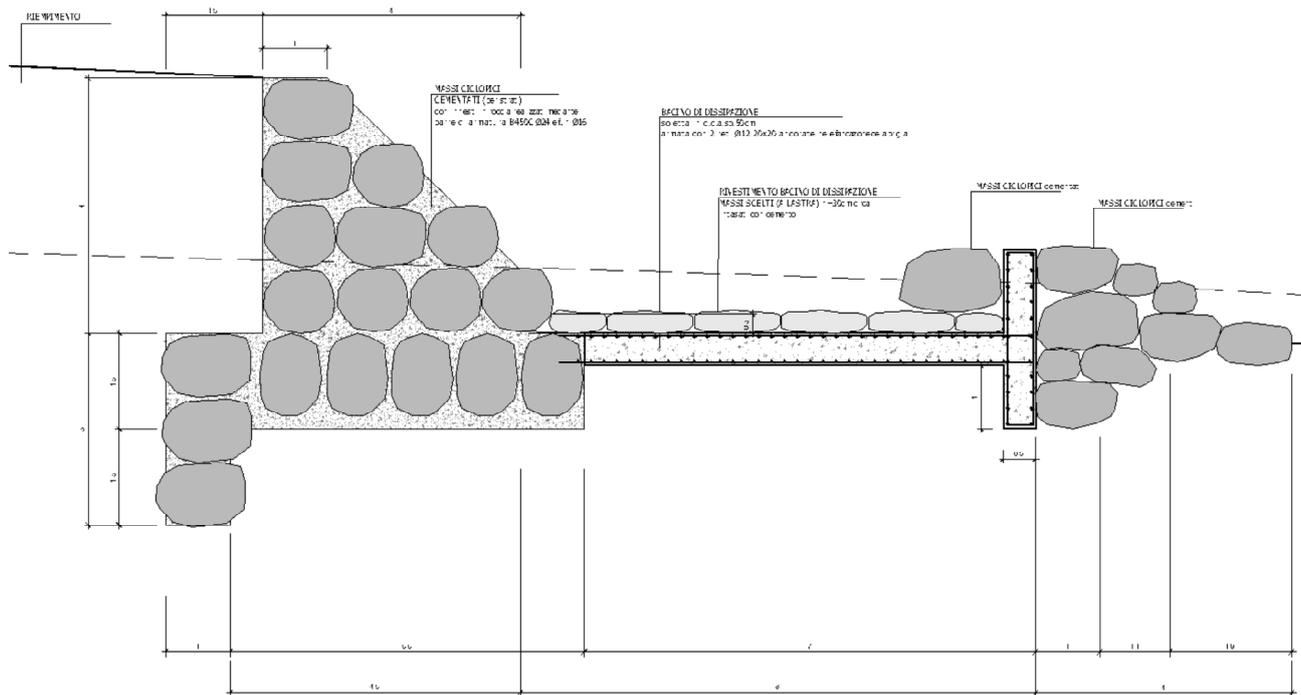
La soglia di sfioro è un'opera in c.c.a costituita da una soletta di spessore 50cm, un muro in elevazione di altezza 5m a sostegno dell'argine in sinistra idraulica di spessore variabile da 40cm a 2m ed un muro d'ala, di spessore 40cm. L'opera poggia in parte sulla roccia che è affiorante e, per la restante parte, è previsto uno scavo del detrito di frana per uno spessore di circa 2m e successivo riempimento con massi cementati, da reperirsi in sito, in modo tale che le caratteristiche di rigidità e resistenza del piano di appoggio della soletta siano pressoché uniformi. Essa risponde all'obiettivo di stabilizzare la quota di sfioro del lago di Poggio Baldi (+473.20) evitando all'acqua di "aggirare" il mulo d'ala. Tale opera verrà realizzata con il ribasso d'asta di un appalto già affidato per lavori da eseguirsi nella medesima area e pertanto il calcolo di tale opera non è oggetto della presente relazione.

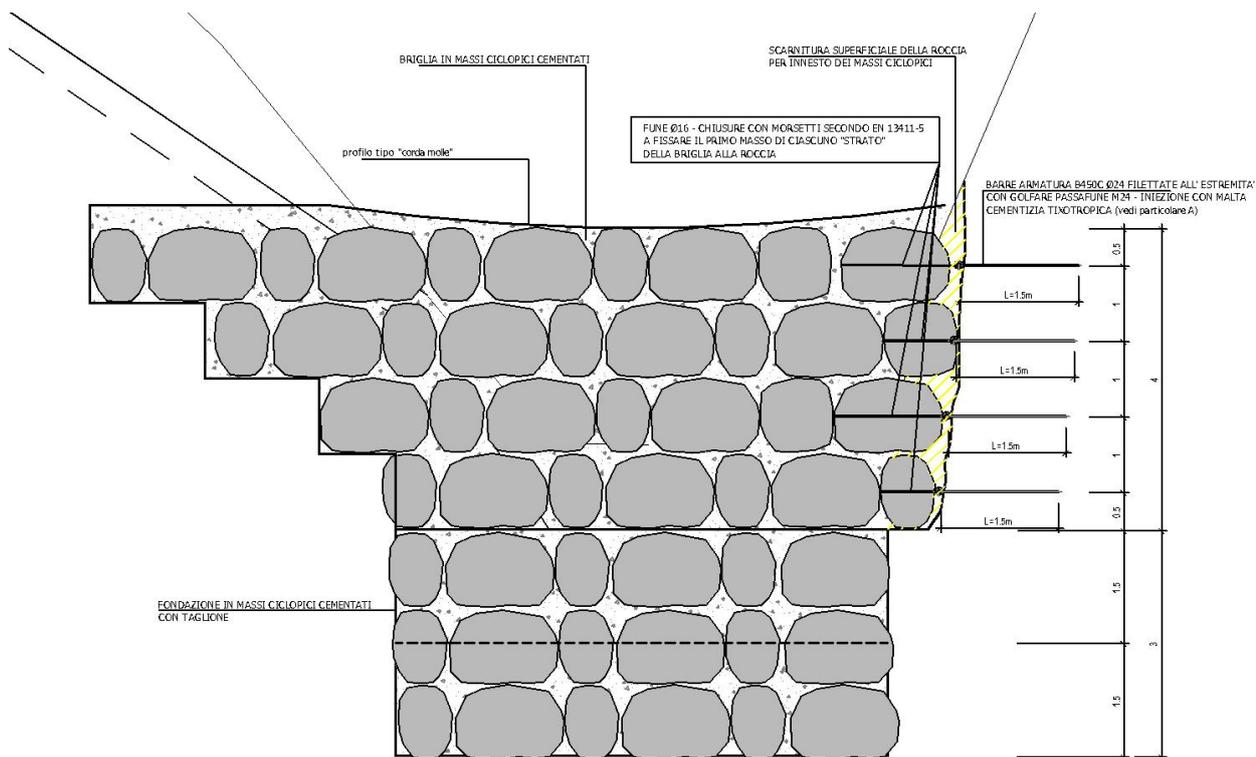
Le briglie sono opere in massi ciclopici (volume superiore a 0.7mc, ovvero peso superiore a 1600kg) cementati, di altezza pari a 4m e larghezza alla base 4m, che saranno riempite a tergo del paramento posteriore in modo tale che la pendenza dell'alveo del torrente Bidente sia di circa 3° ÷ 4°. Rispetto all'attuale profilo dell'alveo questo verrà alzato e ne verrà ridotta la pendenza in modo tale che il piede della frana sia maggiormente stabilizzato e salvaguardato dall'erosione del torrente. Le briglie sono ubicate in corrispondenza delle sezioni di rilievo n. 4, 6 e 9 ad una distanza di circa 40 ÷ 45m l'una dall'altra. In sinistra idraulica le briglie sono adeguatamente prolungate all'interno del terreno in modo tale da evitare fenomeni di sifonamento laterale ed innestate a gradoni; in destra idraulica sono previsti innesti con barre di acciaio nella roccia, collegati mediante golfare e fune di acciaio ad alcuni massi. Le briglie poggiano prevalentemente su detrito di frana; la fondazione è costituita dagli stessi blocchi ciclopici cementati ed è dotata di

taglione antiscorrimento. A valle di ciascuna briglia l'alveo viene rivestito con una soletta in c.c.a. rivestita con pietre intasate di cemento ed efficacemente collegata alla briglia stessa.

In sinistra idraulica dalla sezione di sbocco del lago di Poggio Baldi fino alla terza briglia è prevista la realizzazione di una scogliera in massi di grosse dimensioni, non cementati, di altezza non inferiore a 2.5m. Non è prevista una gaveta tradizionale bensì la sommità avrà un profilo cosiddetto "a catenaria 2 o "corda molla".

Di seguito la sezione tipologica della briglia; per maggiori dettagli sulle opere si rimanda agli elaborati grafici allegati al progetto esecutivo a basa di appalto.





2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le opere sono verificate nel rispetto delle seguenti normative tecniche:

- D.M. 14/01/2008 “*Norme Tecniche per le Costruzioni*”
- Circolare applicativa del C.S.LL.PP. n. 617 del 2/02/2009
- UNI EN 1998-5:2005 “*Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici*”

Il dimensionamento di massima, utilizzato anche come validazione dei calcoli, è fatto con riferimento al:

- DM 11/03/1988 “*Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*”

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO

3.1. Caratterizzazione geotecnica a fini sismici

In base alle indagini geognostiche effettuate, in particolare in base ai risultati della prova down-hole effettuata nel mese di agosto/2010 ed allegata al progetto “*Interventi di somma urgenza per il ripristino della viabilità interrottasi in conseguenza della vasta frana in frazione di Corniolo del Comune di S. Sofia (Prot. N. NP/2010/4895 del 16/4/2010)*”, da cui risultava una $V_{s30}=639\text{m/sec}$ è stata adottata, cautelativamente, una categoria di sottosuolo C ($180\text{m/sec} < V_{s30} < 360\text{m/sec}$).

La configurazione superficiale, sebbene non semplice, è stata equiparata a quella di un pendio con inclinazione superiore a 15° ovvero è stata adottata una categoria topografica T2.

L'accelerazione massima attesa al sito (a_{max}) è funzione delle caratteristiche del sito e della probabilità di ritorno del sisma di riferimento; tale valore è ricavato assumendo i parametri di seguito riportati:

- Coordinate geografiche: latitudine:43.9467 – longitudine: 11.9096
- Vita nominale: $V_n = 50$ anni
- Classe d'uso: II
- Vita di riferimento: $V_r = c_u \cdot V_n = 50$ anni
- Stato limite di salvaguardia della Vita (SLV) – terremoto di progetto $P_{vr} 10\%$ $T_r = 475$ anni
- Accelerazione di picco su suolo orizzontale rigido: $a/g = 0.209$
- Categoria di sottosuolo: C
- Categoria Topografica: T2
- Coefficiente di amplificazione topografica: $S_t = 1.2$
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica: $S_s = 1.392$

- Accelerazione massima al suolo: $a_{max}/g = S_t S_s a_g/g = 0.35$

3.2. Parametri operativi di calcolo

In base alle indagini geognostiche effettuate, le cui risultanze sono state allegate al progetto "Interventi di somma urgenza per il ripristino della viabilità interrottasi in conseguenza della vasta frana in frazione di Corniolo del Comune di S. Sofia (Prot. N. NP/2010/4895 del 16/4/2010)" ed illustrate nella relazione redatta a cura del Geol. Alessandro Stefani del STBR nel mese di febbraio 2011 "Frana in località Poggio Baldi frazione Corniolo del Comune di Santa Sofia", sono stati adottati i seguenti parametri operativi di calcolo per la determinazione delle spinte del terreno sulle opere di progetto:

	corpo detrito (inf.)
γ_k [kN/mc]	19
ϕ'_k	29
C'_k [kPa]	10

Tabella 3-1: Valori caratteristici dei parametri geotecnici

4. ANALISI DEI CARICHI

Sotto l'aspetto statico le briglie in massi ciclopici cementati sono strutture a gravità appoggiate al terreno di fondazione (la collaborazione delle sponde del corso d'acqua viene trascurata, come suggerito dalla letteratura tecnica) e sottoposte ad un insieme di azioni orizzontali e verticali come di seguito indicato.

Azioni orizzontali:

- Spinta dell'acqua a monte e a valle: $H_{w,M}; H_{w,V}$

- Spinta del terreno a monte e a valle : $H_{t,M}; H_{t,V}$
- Azione sismica ΔH_s

Azioni verticali:

- Peso proprio della struttura
- Peso del terreno e dell'acqua sugli sporti della struttura $P_t; G_{Wm}, G_{Wv}, G_{WB3}$
- Sottospinta idraulica $S_{W1}; S_{W2}$

Nella seguente figura è riportato lo schema delle azioni orizzontali e verticali agenti sulla briglia di progetto, nella condizione statica.

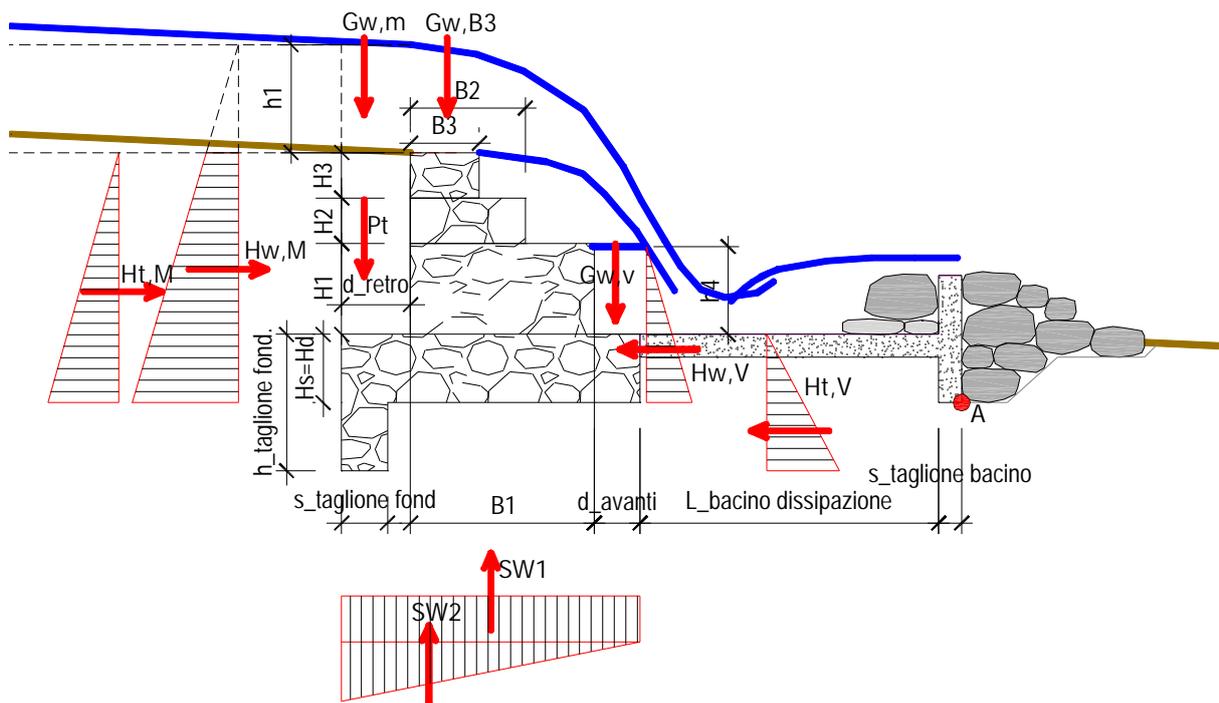


Figura 1: Schema delle azioni agenti sulla briglia

4.1. Pesì

- Peso specifico dell'acqua: $\gamma_w = 10 \text{ kN/mc}$
- Peso specifico del terreno sotto falda: $\gamma_t = 19 \text{ kN/mc}$
- Peso specifico efficace del terreno sotto falda: $\gamma'_t = 9 \text{ kN/mc}$
- Peso specifico della briglia immersa in acqua (massi di arenaria cementati): $\gamma_b = 23 \text{ kN/mc}$
- I pesi sono considerati agenti nei baricentri delle masse.

4.2. Spinte idrostatiche

4.2.1 Spinte idrostatiche orizzontali

I massi ciclopici sono cementati pertanto le acque filtranti non transitano attraverso di essi ma attraversano il terreno ai lati e sotto l'opera. La procedura rigorosa per il calcolo delle pressioni dell'acqua sulle pareti di monte e di valle, nonché della sottospinta, è quella di tracciare il reticolo

idrodinamico di filtrazione che consente successivamente la determinazione del carico piezometrico e quindi della pressione sul contorno dell'opera; la procedura adottata è quella semplificata, ma in genere cautelativa, che prescinde dal tracciamento del reticolo idrodinamico ed ipotizza che sulle pareti di monte e di valle dell'opera si abbia una distribuzione idrostatica delle pressioni, secondo le linee indicate in Figura 1; ciò equivale a concentrare le perdite di carico del moto filtrante soltanto lungo la base di fondazione.

Con le suddette ipotesi sono state considerate le seguenti risultanti delle spinte idrostatiche sulle pareti di monte e di valle:

$$H_{w,M} = \frac{1}{2} \gamma_w [(h_1 + H_{tot})^2 - h_1^2]$$

essendo:

$$H_{tot} = H_3 + H_2 + H_1 + H_s$$

$$H_{w,v} = \frac{1}{2} \gamma_w [h_4 + H_s]^2$$

Le altezze di acqua a monte e a valle dell'opera variano in funzione della portata di progetto considerata e della sezione dell'alveo. Esse sono state ricavate sulla base di un modello idraulico le cui ipotesi e risultanze sono descritte nell'apposita "Relazione Idraulica", a firma dell'Ing. Davide Sormani, e vengono di seguito riportate:

Briglia 1 (sez 4)	(mc/sec)	Δh_1 (m)	Δh_4 (m)
Qord	40	2.4	3.2
Q30	150	4.2	5.8
Q200	230	5.1	6.7

Briglia 2 (sez 6)	(mc/sec)	Δh_1 (m)	Δh_4 (m)
Qord	40	1.3	1.9
Q30	150	3.1	4.7
Q200	230	3.2	6.0

Briglia 3 (sez 9)	(mc/sec)	Δh_1 (m)	Δh_4 (m)
Qord	40	1.0	1.5
Q30	150	2.3	3.6
Q200	230	2.9	4.5

Ciascuna briglia è stata verificata per le portate di cui sopra; per motivi di sintesi nei successivi paragrafi verranno illustrati in dettaglio i criteri di verifica ed i risultati numerici ottenuti per la briglia 1 (sez.4) e la piena due centennale (Q_{200}); la sintesi dei risultati per ciascuna briglia e ciascun valore di portata considerato sarà riportato in forma tabellare.

4.2.2 Sottospinta idraulica

Avendo ipotizzato una distribuzione idrostatica delle pressioni sulle pareti di monte e di valle dell'opera la sottospinta idraulica è calcolata come risultante di un diagramma trapezio di pressioni $\gamma_w * (h_1 + H_3 + H_2 + H_1 + H_s)$ e $\gamma_w * (h_4 + H_s)$ in corrispondenza del paramento di monte e di valle rispettivamente. Per comodità di calcolo il diagramma trapezio è stato scomposto in un diagramma rettangolare di pressione $\gamma_w * (h_4 + H_s)$ ed un diagramma triangolare di pressione massima $\gamma_w * (h_1 + H_3 + H_2 + H_1 - h_4)$ le cui risultanti sono:

$$Sw1 = \gamma_w * (h_4 + H_s) * (B_1 + d_{retro} + d_{avanti})$$

$$Sw2 = \gamma_w * (h_1 + H_3 + H_2 + H_1 - h_4) * (B_1 + d_{retro} + d_{avanti}) * \frac{1}{2}$$

4.3. Spinta del terreno

La spinta del terreno sul paramento di monte è calcolata considerando il coefficiente di spinta attiva k_a e tenendo conto del contributo della coesione c' :

$$S_{tM} = \frac{1}{2} \gamma'_t * H_{tot}^2 * k_a - 2c\sqrt{k_a} H_{tot}$$

essendo:

$$H_{tot} = H_3 + H_2 + H_1 + H_s$$

Tenuto conto della inclinazione del terreno a monte della briglia ($\varepsilon = 3^\circ$) e del valore di calcolo assunto per l'angolo di attrito del terreno di riempimento ($\phi = 29^\circ$) il coefficiente di spinta attivo risulta:

$$k_a = 0.32 \quad (\text{Muller-Breslau})$$

Il contributo della resistenza passiva del terreno a valle dell'opera è considerato, cautelativamente, solo ai fini della verifica allo scorrimento ed è calcolato sull'altezza della fondazione, comprensiva del taglione.

Il coefficiente di spinta passivo vale:

$$k_p = 5.80 \quad (\text{Caquot-Kerisel})$$

si è adottato, cautelativamente un valore ridotto, pari alla spinta a riposo:

$$k_{p,ridotto} = 0.52$$

La risultante agente sul taglione della fondazione vale:

$$S_{tV} = \frac{1}{2} \gamma'_t * h_{taglione\ fond}^2 * k_{p,rid} + 2c'\sqrt{k_{p,red}} * h_{taglione\ fondazione}$$

4.4. Sisma

Si premette che la condizione sismica, valutata in corrispondenza di una piena ordinaria, risulta meno gravosa per la briglia rispetto alla condizione statica di piena due centennale.

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati con un'analisi pseudo statica; l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g} = \beta_m \frac{S_s S_t a_g}{g} = 0.31 * 0.35 = 0.10$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h = \pm 0.05$$

La spinta del terreno in condizioni sismiche è valutata con riferimento ai seguenti coefficienti di spinta:

$$k_{a,s} = 0.4 \quad (\text{Mononobe Okabe})$$

$$k_{p,s} = 2.98 \quad (\text{Mononobe Okabe})$$

Cautelativamente la risultante della spinta del terreno in condizioni sismiche è considerata applicata ad 1/3 del paramento.

5. DIMENSIONAMENTO DELLE BRIGLIE

Il dimensionamento della briglia è fatto con riferimento ai criteri ed ai livelli di sicurezza del DM 11/03/1988, utilizzando un foglio excell per effettuare le verifiche.

La geometria della briglia in massi ciclopici viene schematizzata con tre ordini di gabbioni di opportune dimensioni, come rappresentato in Figura 1; di seguito i dati geometrici della briglia e i valori di resistenza del terreno adottati:

Sovraccarico	S	0	kN/mq
Inclinazione			
Terreno a monte	ε°	3	Gradi Sess
Angolo di Attrito			
Interno	ϕ°	29	Gradi Sess
Coesione	c'	10	kPa
Angolo di Attrito	ϕ_{t1}°	20	Gradi Sess
Terra - Gabbioni			
Angolo di Attrito			
Terra - Muro fondazione	ϕ_{f1}°	20	Gradi Sess
Angolo di Inclinaz.			
Interno del Muro di Gabbioni	ω°	90	Gradi Sess
Angolo di Inclinaz.compl	β°	0	Gradi Sess
Peso Specifico			
Terra	γ_t	9	kN/mc
Peso Specifico			
Gabbioni	γ_g	23	kN/mc
Peso specifico			
Soletta di fondazione	γ_s	23	kN/mc
Tensione Ammissibile			
Terreno	$\sigma_{t\text{ amm}}$	150	kPa
Altezza 1°Ordine Gabbioni	H_1	2	m
Altezza 2°Ordine Gabbioni	H_2	1	m
Altezza 3°Ordine Gabbioni	H_3	1	m
Altezza Fondazione	h_s	1.5	m
Altezza Dente Fondazione	h_d	1.5	m

Larghezza	1°Ordine:	$B_1 = 4$	m
Larghezza	2°Ordine:	$B_2 = 2.5$	m
Larghezza	3°Ordine:	$B_3 = 1.5$	m
Dente davanti:		$d_{avanti} = 1$	m
Dente dietro:		$d_{retro} = 1.5$	m

5.1. Combinazione statica

Ciascuna briglia è stata verificata per le portate di cui sopra; per motivi di sintesi nei successivi paragrafi verranno illustrati in dettaglio i criteri di verifica ed i risultati numerici ottenuti per la briglia 1 (sez.4) e la piena due centennale (Q_{200}); la sintesi dei risultati per ciascuna briglia e ciascun valore di portata considerato sarà riportato in forma tabellare.

La condizione di piena due centennale, $Q_{200}=230\text{mc/sec}$ in corrispondenza della briglia 1 da luogo alle seguenti altezze d'acqua:

altezza d'acqua sulla gaveta	h1	5.1	m
altezza d'acqua a valle della briglia	h4	6.7	m

5.1.1 Verifica al ribaltamento

La verifica a ribaltamento è fatta con riferimento al punto di estremità del bacino di dissipazione (punto A di Figura 1); la verifica risulta soddisfatta quando:

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} > 1.5$$

essendo:

$\sum M_s$ = sommatoria dei momenti stabilizzanti calcolati rispetto al centro di rotazione A

$\sum M_r$ = sommatoria dei momenti ribaltanti calcolati rispetto al centro di rotazione A

Le forze stabilizzanti sono:

- il peso proprio della struttura ($\gamma b = 23 \text{ kN/mc}$);
- il peso del terreno gravante sulla ciabatta di fondazione a monte della briglia, detto peso del terreno imbarcato ($\gamma t = 19 \text{ kN/mc}$);
- il peso dell'acqua gravante sulla struttura ($G_{W,m}$; $G_{W,v}$; G_{WB3})
- la spinta idrostatica di valle (H_{wv})

cautelativamente si è trascurato:

- la spinta passiva del terreno di valle

Peso del muro

$P_1 =$	184.0	KN/m
$P_2 =$	57.5	KN/m
$P_3 =$	34.5	KN/m
$P_{s1} =$	189.8	KN/m
$P_{s2} =$	34.5	KN/m

	1° ordine (basso)	
	2° ordine	
	3° ordine (alto)	
	fondazione	
	fondazione	

Peso del terreno sulla fondazione

$$P_{t, \text{imbarcato}} = 114.0 \text{ kN/m} \quad \text{terreno imbarcato dal retro della fondazione}$$

Peso dell'acqua gravante sulla struttura:

$$G_{w,m} = 76.5 \text{ kN/m}$$

$$G_{w,v} = 67.0 \text{ kN/m}$$

$$G_{w,B3} = 88.5 \text{ kN/m}$$

risultante spinta idrostatica di valle

Hw, V	336 kN/m
--------------	-----------------

I bracci delle forze stabilizzanti rispetto al punto A valgono:

$$b_1 = 10.000 \text{ m}$$

$$b_2 = 10.750 \text{ m}$$

$$b_3 = 11.250 \text{ m}$$

$$b_{s1} = 10.750 \text{ m}$$

$$b_{s2} = 7.500 \text{ m}$$

$$b_{t, \text{imbarcato}} = 12.250 \text{ m}$$

braccio $G_{w,m}$ (A)	b $G_{w,m}$	11.8 m
-----------------------	-------------	--------

braccio $G_{w,v}$ (A)	b $G_{w,v}$	8.0 m
-----------------------	-------------	-------

braccio $G_{w,G3}$ (A)	b $G_{w,G3}$	11.3 m
------------------------	--------------	--------

essendo la distanza del punto A (centro di rotazione) dal filo esterno della fondazione della briglia pari a:

$$L_A = L_{\text{bacino dissipazione}} + S_{\text{taglione bacino}} = 7\text{m}$$

b Hw,V	2.73 m
---------------	---------------

Pertanto il momento stabilizzante vale:

$$\sum M_s = 9890.8 \text{ kNm/m}$$

Le forze ribaltanti sono:

- le spinte orizzontali da monte verso valle dell'acqua (H_{wM}) e del terreno (S_{tM})
- la sottospinta idraulica (S_{w1} e S_{w2})

<u>risultante spinta idrostatica di monte:</u>	$H_{wM} = 432 \text{ kN/m}$
<u>risultante spinta terreno di monte:</u>	$S_{tM} = 0^1$
<u>risultante sottospinta (diagramma rettangolare)</u>	$S_{w1} = 533 \text{ kN/m}$
<u>risultante sottospinta (diagramma triangolare)</u>	$S_{w2} = 78 \text{ kN/m}$

I bracci delle forze ribaltanti rispetto al punto A valgono:

b Hw,M	3.53 m
---------------	--------

$$b_{St} = 2.167 \text{ m}$$

b Sw1	2 m
--------------	-----

b Sw2	2.67 m
--------------	--------

Il momento ribaltante vale:

$$\sum Mr = 2799.5 \text{ kNm/m}$$

pertanto il coefficiente di sicurezza al ribaltamento risulta:

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} > \frac{9890.8}{2799.5} = 3.5 > 1.5$$

5.1.2 Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento è fatta con riferimento al piano di posa fondazione terreno; la verifica risulta soddisfatta quando:

$$\frac{(\sum P - S_w) * tg\phi}{\sum H} > 1.3$$

essendo

$\sum P$ = somma del peso della struttura, del terreno e dell'acqua gravante sulla ciabatta di fondazione

S_w = sottospinta idraulica

$tg\phi$ = coefficiente di attrito fondazione terreno = 0.6^2

$\sum H$ = risultante delle spinte orizzontali del terreno e dell'acqua (di monte e di valle)

Tra le spinte del terreno è considerata anche la spinta passiva agente sul taglione della fondazione, di spessore 1m circa, che si approfondisce di ulteriori 1.5m al di sotto della fondazione; la spinta passiva viene calcolata sull'altezza complessiva di 3m.

La letteratura tecnica suggerisce di considerare nulla la coesione fra i gabbioni della briglia ed il terreno di fondazione; sebbene i massi ciclopici siano cementati e la briglia connessa al bacino di

¹ Il terreno non è spingente fino alla profondità di 4m per effetto della coesione.

² "Opere flessibili in gabbioni nelle aste torrentizie e fluviali" di R. Agostini, A Bizzari, M. Masetti 1981

dissipazione in c.c.a si è scelto, cautelativamente, di considerare unicamente la forza stabilizzante dovuta all'attrito.

peso della struttura: $\sum P$

$$\sum P = P_1 + P_2 + P_3 + P_{\text{fondazione}} + P_{\text{t,imbrcato}} + G_{Wm} + G_{Wv} + G_{WB3} + P_{\text{taglione_fondazione}} = 880.8 \text{ kN/m}$$

essendo:

peso della struttura: $P_1 + P_2 + P_3 = 184 + 58 + 35 = 277 \text{ kN/m}$

peso della fondazione: $P_{\text{fondazione}} = P_{s1} + P_{s2} = 190 + 35 = 225 \text{ kN/m}$

peso terreno imbarcato: $P_{\text{t,imbrcato}} = 114 \text{ kN/m}$

peso taglioni: $P_{\text{taglione_fondazione}} = 34.5 \text{ kN/m};$

peso dell'acqua: $G_{Wm} + G_{Wv} + G_{WB3} = 76.5 + 67.0 + 88.5 = 232 \text{ kN/m}$

sottospinta idraulica: $S_W = S_{w1} + S_{w2} = 533 + 78 = 611 \text{ kN/m}$

forza di attrito: $(\sum P - S_w) \cdot \text{tg} \varphi = 269.8 * 0.6 = 189 \text{ kN/m}$

forza di scorrimento: $\sum H = H_{wM} + S_{tM} - H_{wV} - S_{t,v} = 432 + 0 - 336 - 64 = 32 \text{ kN/m}$

Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento risulta:

$$\frac{(\sum P - S_w) * \text{tg} \varphi}{\sum H} = \frac{189}{32} = 6 > 1.3$$

5.1.3 Verifica di resistenza del terreno

La verifica di resistenza del terreno è fatta nell'ipotesi di fondazione rigida rispetto al terreno, calcolando l'eccentricità della risultante del carico:

$$e = \frac{\sum M_G}{\sum N} < B/2$$

e valutando quindi la massima tensione di contatto con il terreno:

$$\sigma_{\text{max}} = \begin{cases} \frac{\sum N}{A} + \frac{\sum M_G}{W} & \text{se } e < B/6 \\ \frac{2 \sum N}{3u} & \text{se } B/6 < e < B/2 \end{cases}$$

essendo:

$\sum N$: somma algebrica degli sforzi normali (pesi e sottospinta idraulica)

$\sum M_G$: somma algebrica dei momenti rispetto al baricentro della fondazione

$A = (B1 + d_{\text{avanti}} + d_{\text{retro}})$ area della sezione della base per unità di lunghezza (mq/m)

$W = (B1 + d_{\text{avanti}} + d_{\text{retro}}) / 6$ modulo di resistenza della base per unità di lunghezza (mc/m)

$u = e - (B1 + d_{\text{avanti}} + d_{\text{retro}}) / 6$

Nel caso in esame la risultante è esterna al terzo medio ($e > B/6$) tuttavia la tensione massima è inferiore al valore considerato ammissibile per il terreno pari a 150kPa:

$$\sigma_{\max} = 83 \text{ kPa} < \sigma_{\text{amm}} = 150 \text{ kPa}$$

Di seguito i calcoli di dettaglio:

Verifica di resistenza del terreno di fondazione

M_{GS} (S_{IM} , $S_{t-sisma}$, F_i)	0.0 momento orario				braccio (GS)
M_{GS} (Ps2)	94.9 momento orario	M_{GS} (Gw,m)	191.25 momento orario		2.5 m
M_{GS} (Ps1)	-94.9 momento antiorario	M_{GS} (Gw,v)	-184.25 momento antiorario		-2.75 m
M_{GS} (P1)	46.0 momento orario	M_{GS} (Gw,B3)	88.5 momento orario		1 m
M_{GS} (P2)	-28.8 momento antiorario				
M_{GS} (P3)	-34.5 momento antiorario				
M_{GS} (SwM)	1 525.5 momento orario				
M_{GS} (SwV)	-918.9 momento antiorario				
M_{GS} (SW2)	-84.5 momento antiorario				
MGS tot	600.3 momento orario	kNm/m			
N_{GS} (Forze gravità)	846.3 kN/m				
N_{GS} (sottospinta)	-533.0 kN/m				
$N_{GS,tot}$	313.3 compressione				
$e = M_{GS,tot}/N_{GS,tot}$	1.9 m	<	3.25 $L_{tot}/2$		
$B/6 =$	1.1 m	Risulta: $e > B/6$			
		$s_{\max} = 2N/3u$			
$u = 2.528083$	$\sigma_{\max} =$	82.6 kPa	<150kPa		
	$\sigma_{\min} =$	0.0 kPa			

5.1.4 Sintesi dei fattori di sicurezza

Di seguito si riportano in sintesi i fattori di sicurezza in condizioni statiche, valutati secondo i criteri e le ipotesi di cui ai precedenti paragrafi, per ciascuna briglia in corrispondenza dei differenti valori di portata:

	h1 [m]	h4 [m]	Ribaltamento FS>1.5	Scorrimento FS>1.3	Schiacciamento FS= $\sigma_{\text{amm}}/\sigma_{\text{max}}$ [σ_{max}]
$Q_{200} = 230 \text{ mc/sec}$	5.1	6.7	3.5	6	1.8 [83]
$Q_{30} = 150 \text{ mc/sec}$	4.2	5.8	3.9	4	1.7 [89]
$Q_{\text{ord}} = 40 \text{ mc/sec}$	2.4	3.2	4.8	2.3	1.4 [110]

Tabella 2: Fattori di sicurezza – Briglia 1

	h1 [m]	h4 [m]	Ribaltamento FS>1.5	Scorrimento FS>1.3	Schiacciamento FS= $\sigma_{\text{amm}}/\sigma_{\text{max}}$ [σ_{max}]
$Q_{200} = 230 \text{ mc/sec}$	3.2	6.0	4.5	+	1.9 [77]
$Q_{30} = 150 \text{ mc/sec}$	3.1	4.7	4.4	3.4	1.6 [96]
$Q_{\text{ord}} = 40 \text{ mc/sec}$	1.3	1.9	5.6	2.6	1.3 [116]

Tabella 3: Fattori di sicurezza – Briglia 2

	h1 [m]	h4 [m]	Ribaltamento FS>1.5	Scorrimento FS>1.3	Schiacciamento FS= $\sigma_{amm}/\sigma_{max}$ [σ_{max}]
Q ₂₀₀ = 230mc/sec	2.9	4.5	4.5	3.4	1.5 [97]
Q ₃₀ = 150mc/sec	2.3	3.6	4.9	2.9	1.2 [121]
Q _{ord} = 40mc/sec	1.0	1.5	6.2	2.8	1.4 [111]

Tabella 4: Fattori di sicurezza – Briglia 3

5.2. Combinazione sismica

Le verifiche sismiche sono condotte con riferimento al metodo pseudo statico (forze statiche equivalenti proporzionali alle masse) considerando agenti contemporaneamente sisma e piena ordinaria.

Le azioni inerziali dovute al sisma, considerate agenti nei baricentri delle masse, sono date dal prodotto di quest'ultime per $k_h=0.10$ e $k_v = \pm 0.05$ (vedi paragrafo 4.4).

La spinta del terreno in condizioni sismiche viene calcolata con la formula di Mononobe Okabe, risultando i coefficienti di spinta pari a:

$k_{a,s} = 0.4$ (Mononobe Okabe)

$k_{p,s} = 2.98$ (Mononobe Okabe)

e le risultanti sono considerate applicata ad 1/3 del paramento anziché a metà altezza come indicato per opere rigide dalle NTC-08 (paragrafo 7.11.6.2.1)

Di seguito si riportano in sintesi i risultati delle verifiche per ciascuna delle tre briglie:

Q _{ord} = 40mc/sec	Ribaltamento FS>1.5	Scorrimento FS>1.3	Schiacciamento FS= $\sigma_{amm}/\sigma_{max}$ [σ_{max}]
Briglia 1	4.5	1.5	1.3 [120]
Briglia 2	5.6	1.7	1.1 [134]
Briglia 3	5.9	1.8	1.2 [129]

Tabella 5: Fattori di sicurezza – verifiche sismiche

6. VERIFICHE DI RESISTENZA NTC-08

L'opera dimensionata in accordo al DM 11/03/1988 è stata verificata in accordo alle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni approvate con DM 14/01/2008 (NTC-08) e relativa Circolare applicativa del CSLPP n.617/2009, applicando il metodo di verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).

Gli stati limite considerati sono:

- Ribaltamento;
- Scorrimento sul piano di posa;
- Collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione

6.1. Combinazione statica

Lo stato limite di ribaltamento è trattato, in accordo al paragrafo 6.5.3.1.1 delle NTC-08, come stato limite di equilibrio di corpo rigido (EQU) utilizzando i seguenti coefficienti parziali sulle azioni (da tabella 6.2.I delle NTC-08) e sulle spinte (coefficienti M2 da Tabella 6.2.II delle NTC-08):

- $0.9 * M_{\text{stabilizzante}}$ (peso proprio della struttura, pesi di terreno e acqua imbarcati, spinta del terreno e dell'acqua da valle)³
- $1.1 * M_{\text{ribaltante}}$ (spinta del terreno e dell'acqua da monte) ³
- Spinta terreno = $f\left(\frac{tg\varphi'}{1.25}; \frac{c'}{1.25}; \gamma'_t; \gamma_w\right)$

Il coefficiente parziale per la verifica a ribaltamento è:

- $\gamma_R = 1$ (ribaltamento)

Gli stati limite di scorrimento sul piano di posa e di collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione sono stati limite geotecnici (GEO) poichè considerano meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno.

L'analisi viene condotta, in accordo al paragrafo 6.5.3.1.1 delle NTC-08 e relativo passo della Circolare, con la combinazione due dell'Approccio 1 (A2+M2+R2) utilizzando i coefficienti parziali del gruppo A2 sulle azioni e del gruppo M2 sulla resistenze del terreno come di seguito esplicitato:

- Spinta terreno = $f\left(\frac{tg\varphi'}{1.25}; \frac{c'}{1.25}; \gamma'_t; \gamma_w\right)$
- Coefficiente di attrito terreno fondazione: $\frac{tg\varphi'_f}{1.25}$
- Tensione limite del terreno = $f\left(\frac{tg\varphi'}{1.25}; \frac{c'}{1.25}; \gamma'_t; \gamma_w\right)$
- $1 * \text{Spinta dell'acqua}$ ³

I coefficienti di resistenza globali per entrambe le verifiche sono unitari:

- $\gamma_R = 1$ (scorrimento; capacità portante)

Essendo i parametri di resistenza di progetto del terreno inferiori a quelli caratteristici i valori di progetto delle spinte sulle briglie sono maggiori e le resistenze in fondazione sono minori dei rispettivi valori caratteristici.

³ L'acqua ed i relativi contributi sono considerati come carico permanente non strutturale compiutamente definito; diversamente saremmo incorsi nell'assurdo di considerare solo i contributi sfavorevoli alla verifica (spinta da monte) ipotizzando nullo il suo peso e la spinta che fornisce a valle della briglia (l'acqua se presente a monte della briglia è presente anche immediatamente a valle, tuttalpiù possono esserci incertezze sulle altezze)

Sono state considerate le combinazioni statiche corrispondenti alle portate di progetto relative altezze d'acqua di cui al paragrafo 4.2.1 per ciascuna briglia.

Di seguito si riportano sinteticamente i risultati delle verifiche in termini di fattori di sicurezza da confrontarsi con γ_R .

Q₂₀₀ =230mc/sec	Ribaltamento $\gamma_{R>1}$	Scorrimento $\gamma_{R>1}$	Schiacciamento $\gamma_{R>1}$
Briglia 1	2.9	3.1	2.3
Briglia 2	3.6	+•	2.7
Briglia 3	3.7	2.2	2.1

Tabella 6: Coefficienti di resistenza globali agli SLU – Q200

Q₃₀ =150mc/sec	Ribaltamento $\gamma_{R>1}$	Scorrimento $\gamma_{R>1}$	Schiacciamento $\gamma_{R>1}$
Briglia 1	3.1	2.4	2.3
Briglia 2	3.6	2.2	2.2
Briglia 3	4.0	1.9	2.0

Tabella 7: Coefficienti di resistenza globali agli SLU – Q30

Q_{ord} =40mc/sec	Ribaltamento $\gamma_{R>1}$	Scorrimento $\gamma_{R>1}$	Schiacciamento $\gamma_{R>1}$
Briglia 1	3.9	1.6	1.9
Briglia 2	4.7	1.8	1.8
Briglia 3	5.0	1.9	1.8

Tabella 8: Coefficienti di resistenza globali agli SLU – Qord

La tensione limite (σ_{lim}) considerata nella verifica a schiacciamento è valutata a partire dalle caratteristiche di resistenza del terreno ridotte dei coefficienti parziali del gruppo M2 e tiene conto dell'inclinazione media del carico⁴. Tra i metodi disponibili in letteratura per il calcolo della capacità portante (Terzaghi, Meyerof, Hansen, Vesic, Lancellotta) si è assunto quello cui corrisponde il valore minimo:

$$- \sigma_{lim} = 210\text{kPa}$$

che, in questo caso, è risultato essere il metodo di Meyerhof.

Si fa notare che i risultati delle verifiche agli SLU condotte in accordo alle NTC-08 sono allineati ai risultati delle verifiche alle tensioni ammissibili condotte in accordo al DM11/03/88; di seguito il confronto tra i valori minimi dei rapporti tra i fattori di sicurezza richiesti e quelli ottenuti con le suddette normative; la sola verifica a scorrimento con le nuove norme tecniche è risultata leggermente più gravosa:

⁴ L'inclinazione del carico rispetto alla direzione verticale riduce la capacità portante della fondazione mediamente del 30% circa.

	Ribaltamento	Scorrimento	Schiacciamento
$\left(\frac{\gamma_{R,calcolo}}{\gamma_{R,NTC-08}} \right)_{\min}$	2.9	1.6	1.8
$\left(\frac{FS_{calcolo}}{FS_{DM88}} \right)_{\min}$	2.3	1.8	1.2

Tabella 9: Livelli di sicurezza minimi

6.2. Combinazione sismica

Lo stato limite di ribaltamento è trattato, in accordo al paragrafo 6.5.3.1.1 delle NTC-08, come stato limite di equilibrio di corpo rigido (EQU) utilizzando i seguenti coefficienti parziali sulle azioni e sulle spinte (paragrafo 7.11.6.2 delle NTC-08):

- 1 * $M_{\text{stabilizzante}}$ (peso proprio della struttura, pesi di terreno e acqua imbarcati, spinta del terreno in condizioni sismiche e spinta dell'acqua da valle)
- 1* $M_{\text{ribaltante}}$ (spinta del terreno in condizioni sismiche, spinta dell'acqua da monte, forze di inerzia)
- Spinta terreno in condizioni sismiche = $f\left(\frac{tg\varphi'}{1.25}; \frac{c'}{1.25}; \gamma'_t; \gamma_w\right)$

Il coefficiente parziale per la verifica a ribaltamento è:

- $\gamma_R = 1$ (ribaltamento)

Gli stati limite di scorrimento sul piano di posa e di collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione sono stati limite geotecnici (GEO) poichè considerano meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno.

L'analisi viene condotta, in accordo al paragrafo 7.11.6.2 delle NTC-08 e relativo passo della Circolare, con la combinazione due dell'Approccio 1 (A2+M2+R2) utilizzando i coefficienti parziali del gruppo A2 sulle azioni posti pari ad 1 ed i coefficienti parziali del gruppo M2 sulle resistenze del terreno come di seguito esplicitato:

- Spinta terreno in condizioni sismiche = $f\left(\frac{tg\varphi'}{1.25}; \frac{c'}{1.25}; \gamma'_t; \gamma_w\right)$
- Coefficiente di attrito terreno fondazione: $\frac{tg\varphi'_f}{1.25}$
- Tensione limite del terreno = $f\left(\frac{tg\varphi'}{1.25}; \frac{c'}{1.25}; \gamma'_t; \gamma_w\right)$
- 1* Spinta dell'acqua
- 1 * Forze inerziali

I coefficienti di resistenza globali per entrambe le verifiche sono unitari:

- $\gamma_R = 1$ (scorrimento; capacità portante)

Le verifiche sismiche sono condotte con riferimento al metodo pseudo statico (forze statiche equivalenti proporzionali alle masse) considerando agenti contemporaneamente sisma e piena ordinaria.

Le azioni inerziali dovute al sisma, considerate agenti nei baricentri delle masse, sono date dal prodotto di quest'ultime per $\beta_h = 0.10$ e $\beta_v = \pm 0.05$.

La spinta del terreno in condizioni sismiche viene calcolata con la formula di Mononobe Okabe, risultando i coefficienti di spinta pari a:

$k_{a,s} = 0.4$ (Mononobe Okabe)

$k_{p,s} = 2.98$ (Mononobe Okabe)

e le risultanti sono considerate applicata ad 1/3 del paramento anziché a metà altezza come indicato per opere rigide dalle NTC-08 (paragrafo 7.11.6.2.1)

Di seguito si riportano in sintesi i risultati delle verifiche per ciascuna delle tre briglie:

Q_{ord} =40mc/sec	Ribaltamento $\gamma_R > 1$	Scorrimento $\gamma_R > 1$	Schiacciamento $\gamma_R > 1$
Briglia 1	4.3	1.0	1.2
Briglia 2	5.0	1.1	1.5
Briglia 3	5.3	1.2	1.7

Tabella 10: Coefficienti di resistenza globali agli SLU –combinazione sismica

Si fa notare che i risultati delle verifiche agli SLU condotte in accordo alle NTC-08 sono allineati ai risultati delle verifiche alle tensioni ammissibili condotte in accordo al DM11/03/88 (ma con l'attuale classificazione sismica); di seguito il confronto tra i valori minimi dei rapporti tra i fattori di sicurezza richiesti e quelli ottenuti con le suddette normative:

	Ribaltamento	Scorrimento	Schiacciamento
$\left(\frac{\gamma_{R,calcolo}}{\gamma_{R,NTC-08}} \right)_{\min}$	4.3	1.0	1.2
$\left(\frac{FS_{calcolo}}{FS_{DM88}} \right)_{\min}$	3.0	1.2	1.3

Tabella 11: Livelli di sicurezza minimi