**Normativa di riferimento:**

**NTC 2018:** Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 Gennaio 2018

Per i muri di sostegno **o per altre strutture miste ad essi assimilabili** devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

**SLU di tipo geotecnico (GEO)**

- scorrimento sul piano di posa;

- collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;

- ribaltamento;

- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo l’Approccio 1, con la Combinazione 2 **(A2+M2+R2)**, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

**Tab. 6.2.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  | **Effetto** | **Coefficiente Parziale**  **γF (oγE)** | **EQU** | **(A1)** | **(A2)** |
| Carichi permanenti G1 | Favorevole | γG1 | 0.9 | 1.0 | 1.0 |
| Sfavorevole | 1.1 | 1.3 | 1.0 |
| Carichi permanenti G2 (1) | Favorevole | γG2 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| Sfavorevole | 1.5 | 1.5 | 1.3 |
| Azioni variabili Q | Favorevole | γQi | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| Sfavorevole | 1.5 | 1.5 | 1.3 |

*(1) Per i carichi permanenti G2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti ·γG1*

**Tab. 6.2.II**– Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| **Parametro** | **Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale** | **Coefficiente parziale γM** | **(M1)** | **(M2)** |
| Tangente dell’angolo resistenza a taglio | tanϕ’k | γϕ’ | 1.0 | 1.25 |
| Coesione efficace | c’k | γc’ | 1.0 | 1.25 |
| Resistenza non drenata | cuk | γcu’ | 1.0 | 1.4 |
| Peso dell’unità di volume | γγ | γγ | 1.0 | 1.0 |

**Tab. 6.8.I –** Coefficienti parziali ·γR per le verifiche agli stati limite ultimi di opere di materiali sciolti e fronti scvo

|  |  |
| --- | --- |
| **Verfica** | **Coefficiente**  **Parziale**  **(R2)** |
| γR | γR= 1.1 |

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l’Approccio 2, con la combinazione **(A1+M1+R3)**, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

**Tab. 6.5.I –** Coefficienti parziali ·γR per le verifiche agli stati limite ultimi dei muri di sostegno

|  |  |
| --- | --- |
| **Verfica** | **Coefficiente**  **Parziale**  **(R3)** |
| Carico limite | γR= 1.4 |
| Scorrimento | γR= 1.1 |
| Ribaltamento | γR= 1.15 |
| Resistenza del terreno a valle | γR= 1.4 |

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, **non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro.** *In casi particolari, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e alle modalità costruttive, la presa in conto di 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.*

**7.11.6.2.2 Verifiche di sicurezza**

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione [6.2.1]**, ponendo pari all’unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1)** e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali JR indicati nella tabella 7.11.III.

**Tab. 7.11.III –** Coefficienti parziali γR per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

|  |  |
| --- | --- |
| **Verfica** | **Coefficiente**  **parziale** |
|  | **(R3)** |
| Carico limite | γR= 1.4 |
| Scorrimento | γR= 1.1 |
| Ribaltamento | γR= 1.15 |
| Resistenza del terreno a valle | γR= 1.4 |

Relativamente alla verifica di stabilità globale del complesso gabbione-terreno, le resistenze di progetto verranno calcolate impiegando un coefficiente parziale pari a γR = 1.2.

**Forze considerate nell’equilibrio del gabbione**

Peso muro

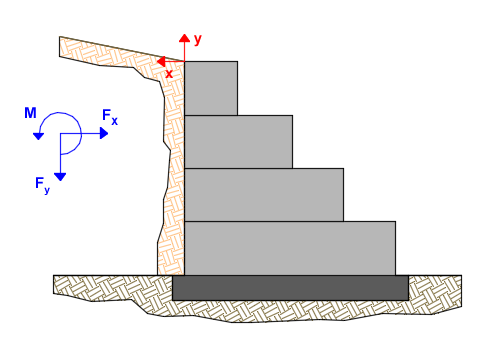
Spinta del terreno a monte (in condizione limite attiva)

Spinta idrostatica

Spinta sismica

Sovraccarichi

Il sistema di riferimento scelto è mostrato nella seguente figura:



**Figura 1**-*Riferimento e convenzione di positività delle forze (blu), sistema di riferimento dei sovraccarichi (rosso).*

**Calcolo della spinta attiva**

Per il calcolo della spinta attiva è stato adottato il metodo di *Coulomb,* ilqualeèbasato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dalla briglia e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida.

Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:



La spinta St è applicata ad 1/3 H di valore

**

Avendo indicato con:



Valori limite di Ka:

 secondo Muller-Breslau

γt = peso unità di volume del terreno;

inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

φangolo di resistenza al taglio del terreno;

angolo di attrito terra-muro;

 inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;

H= altezza della parete.

**Calcolo della spinta attiva con Mononobe & Okabe**

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Mononobe & Okabe* riguarda la valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico. Esso èbasato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l’angolo di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l’angolo di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità θ tale che:



con kh coefficiente sismico orizzontale e kv verticale.

**Calcolo coefficienti sismici**

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale kh e verticale kv possono essere valutati mediante le espressioni (NTC 2018):



dove

βm = coefficiente di riduzione dell’accelerazione massima attesa al sito;

amax = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l’accelerazione massima può essere valutata con la relazione:



dove

S = coefficiente che comprende l’effetto dell’amplificazione stratigrafica (SS) e dell’amplificazione topografica (ST), di cui al § 3.2.3.2;

ag = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell’accelerazione massima attesa al sito è pari a:

βm = 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

βm = 0.47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

**Resistenza passiva**

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni risulta lineare del tipo:



per integrazione si ottiene la spinta passiva:



Avendo indicato con:



(Muller-Breslau) con valori limiti di ** pari a:



L'espressione di Kp secondo la formulazione di Rankine assume la seguente forma:



**Spinta idrostatica**

La falda con superficie distante *Hw* dalla base del muro induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità *z,* sono espresse come segue:



Con risultante pari a:



La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γt con γ't (γ't = γsaturo - γw), peso efficace del materiale immerso in acqua.

**Carico uniforme sul terrapieno**

Un carico *Q*, uniformemente distribuito sul piano campagna e infinitamente esteso induce delle pressioni costanti pari a:

**

Per integrazione, una spinta pari a Sq:

**

**Verifica a scorrimento**

La condizione di verifica a traslazione orizzontale è espressa dalla seguente disequazione:

**

Dove:

Fy= risultante di tutte le azioni verticale sulla superficie di contatto terreno-fondazione

Fx= risultante di tutte le azioni orizzontali sulla superficie di contatto terreno-fondazione

ca= adesione

B= base della fondazione

**Carico limite di fondazioni superficiali su terreni**

**Metodo di Vesic**

Affinché la fondazione di un muro possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

**Vd ≤ Rd**

Dove Vd è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso del muro; mentre Rd è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell’effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto Rd si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine. Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:



Dove:

A’ = Af = B’ L’ = area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l’area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

cu = coesione non drenata

q = pressione litostatica totale sul piano di posa

sc = fattore di forma

 per fondazioni rettangolari, il valore di sc viene assunto pari ad 1 per fondazioni nastriformi



ic= fattore correttivo per l’inclinazione del carico dovuta ad un carico H (componente orizzontale del carico trasmesso in fondazione);

Af = area efficace della fondazione;

ca = aderenza alla base, pari alla coesione oppure ad una sua frazione;

m= come riportato di seguito nei fattori di inclinazione del carico.

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.



Dove:



**Fattori di forma**







**Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B’**

****

****

****

**Fattori inclinazione fondazione a vallle**





**Fattori di profondità**







Dove:





V= carico verticale totale sulla fondazione;

D= profondità della fondazione nel terreno

η= inclinazione del piano di fondazione sull’orizzontale, positiva verso l’alto.