



Finanziato  
dall'Unione europea  
NextGenerationEU

MISSIONE 4: ISTRUZIONE E RICERCA



PROVINCIA DI  
MATERA

## PROGETTO UNIFICATO DEFINITIVO - ESECUTIVO

Lavori di ampliamento per la costruzione di aule speciali ed auditorium e manutenzione straordinaria finalizzati a garantire l'agibilità e il diritto allo studio del liceo umanistico/musicale/coreutico "Pitagora" di Montalbano Jonico (MT).  
C.U.P.: H31B21002120001

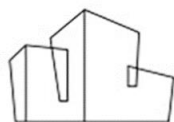
### IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Francesco Tagliente

RELAZIONE TECNICA MURO DI SOSTEGNO

ELABORATO 7.A

### REDATTO DA:



COVING S.R.L.  
SERVIZI DI INGEGNERIA E COSTRUZIONI

COVING S.R.L. – Servizi di Ingegneria  
Via Nazario Sauro n.102 – POTENZA (PZ)  
P.IVA 02113980763  
Via Nazario Sauro 102 - 85100 Potenza  
P.IVA 02113980763

Legale Rappresentante  
Dott.Ing. Giovanni Corallo

IL DIRETTORE TECNICO  
Ing. Paolo Montanari

IL PROGETTISTA

Ing. Paolo Montanari

## Indice

Introduzione .....	2
Descrizione generale .....	2
Dati del progetto.....	2
Materiali strutturali .....	2
Caratteristiche del terreno .....	3
Analisi della struttura .....	3
Generalità .....	3
Metodo di calcolo .....	4
Metodo di verifica .....	5
Basi teoriche .....	7
Spinta delle terre .....	8
Azioni Statiche .....	8
Azioni Sismiche .....	9
Verifiche di Stabilità .....	10
Verifica al ribaltamento .....	11
Verifica allo Scorrimento .....	11
Verifica al Collasso per Carico Limite Terreno .....	12
Verifica di Stabilità Globale Muro-Terreno .....	14
Verifiche di Resistenza Strutturale .....	15
Verifiche allo Stato Limite di Esercizio .....	17
Verifiche di Tensione .....	18
Verifiche di Deformazione .....	18
Verifiche di Fessurazione.....	19
Dati ed Esito Verifiche .....	21

## Introduzione

Il presente lavoro riporta tutta la documentazione e i risultati completi delle analisi condotte per la progettazione di un'opera di sostegno.

In generale, le opere e le componenti strutturali devono essere progettati, eseguiti, collaudati e soggetti a manutenzione in modo da consentire la prevista utilizzazione per tutta la vita utile di progetto ed in forma economicamente sostenibile, in base al livello di sicurezza previsto dalle norme.

La sicurezza di un'opera e le sue prestazioni devono essere garantite al fine di scongiurare il collasso o crisi ultima nonché per soddisfare le condizioni legate all'uso quotidiano della struttura.

Inoltre l'opera deve garantire un adeguato livello di durabilità e robustezza. Il requisito di durabilità può essere garantito progettando la costruzione in modo tale che l'eventuale degrado della struttura non riduca le prestazioni della stessa al di sotto del livello previsto. A tale scopo occorre adottare appropriati provvedimenti che tengano conto delle particolari condizioni ambientali e di manutenzione, tra cui:

- **Scelta opportuna dei materiali**
- **Dimensionamento opportuno delle strutture**
- **Scelta opportuna dei dettagli costruttivi**
- **Adozione di tipologie costruttive che consentano, ove possibile, l'ispezionabilità delle parti**
- **Pianificazione di misure di protezione e manutenzione**
- **Impiego di prodotti e componenti dotati di idonea qualificazione**
- **Applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi dei materiali**
- **Adozione di sistemi di controllo per le azioni alle quali l'opera può essere sottoposta**

Il requisito di robustezza può essere garantito, in relazione all'uso previsto della costruzione ed alle conseguenze di un suo eventuale collasso, ricorrendo ad una o più tra i seguenti criteri di progettazione:

- **Progetto della struttura tale da resistere ad azioni eccezionali di carattere convenzionale**
- **Prevenzione degli effetti indotti dalle azioni eccezionali o riduzione della loro intensità**
- **Adozione di una forma e tipologia poco sensibile alle azioni eccezionali considerate**
- **Adozione di una forma e tipologia tale da tollerare danneggiamenti localizzati**
- **Realizzazione di strutture quanto più ridondanti, resistenti e/o duttili possibili**

## Descrizione generale

Il presente capitolo contiene una dettagliata identificazione delle opere di sostegno in esame, riportando i dati di carattere generale, tra i quali le caratteristiche del terreno presente ed i materiali impiegati.

### Dati del progetto

Il presente progetto prevede la verifica, il calcolo ed il disegno di 1 muro di Sostegno del tipo a Mensola, la cui stabilità è affidata soprattutto alla porzione di terreno che grava sulla mensola di fondazione retrostante l'opera stessa.

L'opera è ubicata in Montalbano Jonico, avente le seguenti coordinate geografiche: Latitudine pari a 40.288 e Longitudine pari a 16.571, entrambe espresse in gradi decimali.

### Materiali strutturali

Il muro è realizzato in calcestruzzo armato ordinario, il cui peso specifico è pari a  $2400 \text{ daN/m}^3$ . Si è previsto l'impiego di Calcestruzzo di Classe C25/30, avente Resistenza a compressione cilindrica ( $f_{ck}$ ) pari a  $249 \text{ daN/cm}^2$ , ed Acciaio tipo B450C, avente Tensione minima di snervamento ( $f_{yk}$ ) pari a  $4500 \text{ daN/cm}^2$ .

## Caratteristiche del terreno

Le caratteristiche meccaniche del suolo interagente con l'opera di sostegno in progetto sono di seguito riportate distinguendo ciascuna tipologia di terreno definita.

Ulteriori approfondimenti sulla caratterizzazione geotecnica e la rappresentazione dettagliata del profilo del terreno a monte e a valle dell'opera, sono descritti nelle Relazioni specialistiche.

Terreno N.	1	2	3
Peso Specifico ( $\gamma$ ) [daN/m <sup>3</sup> ]	1800	2000	1950
Angolo di Attrito interno ( $\phi$ ) [grd]	22	26	24
Coesione Drenata (c) [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.00	0.15	0.25
Coesione non Drenata ( $c_u$ ) [daN/cm <sup>2</sup> ]	3.00	1.80	1.50
Angolo di Attrito Terra-Muro ( $\delta$ ) [grd]	14.67	17.33	16.00
Fattore di Attrito Terra-Muro ( $f_a$ )	0.40	0.49	0.45
Modulo Elastico (E) [daN/cm <sup>2</sup> ]	1000	1000	1000
Costante di Winkler (k) [daN/cm <sup>3</sup> ]	7.00	7.00	7.00

## Analisi della struttura

Nel presente capitolo vengono preliminarmente richiamati i contenuti di carattere generale utili per identificare il tipo di approccio all'elaborazione delle strutture in esame, quali l'origine e le caratteristiche del codice di calcolo utilizzato, nonché le indicazioni sulla normativa e le metodologie impiegate per condurre il progetto delle opere di sostegno.

Successivamente, viene riportata la teoria assunta come riferimento per le verifiche effettuate sia di tipo geotecnico sia strutturale e, infine, i dati e l'esito delle verifiche per le opere in esame nel presente progetto.

## Generalità

La modellazione numerica e la successiva analisi del progetto è condotta mediante l'impiego del programma di calcolo **Walls 2022**, software specifico per la progettazione, l'analisi, le verifiche ed i disegni di Muri di Sostegno in zona sismica.

### Informativa sull'Affidabilità del Software

La progettazione e lo sviluppo del software **Walls** e, in particolare, di tutte le procedure di calcolo e degli elaborati restituiti in output, è effettuata dal settore di ricerca e sviluppo della società **S.I.S. Software Ingegneria Strutturale s.r.l.**

La dichiarazione di affidabilità e robustezza del codice di calcolo, fornita dal produttore del software, è riportata in allegato alla presente documentazione ed è supportata, in fase di output, da una dettagliata ed esauriente rappresentazione dei risultati ottenuti dal calcolo, che ne consente un rapido controllo, in perfetta conformità con quanto disposto dalla normativa NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019).

Inoltre sono stati presi in esame vari esempi di calcolo, forniti dal distributore, atti a validare e verificare l'attendibilità delle procedure di calcolo effettuate, i cui risultati possono essere utilizzati per eventuali controlli con test specialistici e altri strumenti di calcolo e confrontati con l'allegata documentazione di affidabilità, in cui i risultati vengono ottenuti mediante elaborazioni teoriche indipendenti.

Nel software sono presenti degli strumenti di autodiagnostica, atti a controllare ed evidenziare, in fase di input e di elaborazione, eventuali valori non coerenti dei dati, il cui utilizzo potrebbe compromettere la corretta elaborazione dei risultati.

## Metodo di calcolo

Le opere di sostegno hanno la funzione di garantire stabilità ad un fronte di terreno potenzialmente instabile quando quest'ultimo non si può disporre secondo la pendenza naturale di equilibrio. Si tratta, pertanto, di opere in grado di assorbire la spinta esercitata dal terreno adiacente, mediante meccanismi di trasmissione che differiscono a seconda della tipologia di manufatto adottato. Lo studio dei fenomeni di interazione terreno-struttura assume un ruolo fondamentale, considerato che il terreno rappresenta sia il sistema di forze agenti, sia il sistema di reazioni che lo vincolano.

La scelta del tipo di opera di sostegno deve essere effettuata in funzione dei requisiti di funzionalità, delle caratteristiche meccaniche del terreno, delle sue condizioni di stabilità, di quella dei materiali di riporto, dell'incidenza sulla sicurezza di dispositivi complementari (rinforzi, drenaggi, tiranti ed ancoraggi) e delle fasi costruttive. La stabilità di tali manufatti, deve essere garantita con adeguati margini di sicurezza, nelle diverse combinazioni di carico delle azioni, anche nel caso di parziale perdita d'efficacia di dispositivi particolari (sistemi di drenaggio superficiali e profondi, tiranti ed ancoraggi).

I muri di sostegno, in esame nel presente progetto, sono particolari opere di sostegno generalmente verticali, che sfruttando l'azione stabilizzante del proprio peso e del peso di terreno direttamente gravante su di esse, si oppongono all'azione instabilizzante del terreno a monte dell'opera.

Essi vengono classificati in base al meccanismo stabilizzante, alla forma ed alle caratteristiche strutturali dell'elemento preminente che ne assicura la stabilità.

I Muri a Mensola in cemento armato sono caratterizzati da una configurazione snella, grazie all'introduzione di armatura in zona tesa e sfruttano, per la stabilità, il peso del terreno che grava sulla fondazione a monte. Questa tipologia di muri è particolarmente impiegata nelle opere stradali e ferroviarie.

Il programma impiegato per l'elaborazione del presente progetto, esegue il calcolo delle suddette opere di sostegno soggette all'azione della spinta delle terre in condizioni statiche e sismiche (per opere in zona sismica), nonché ad eventuali sovraccarichi esterni.

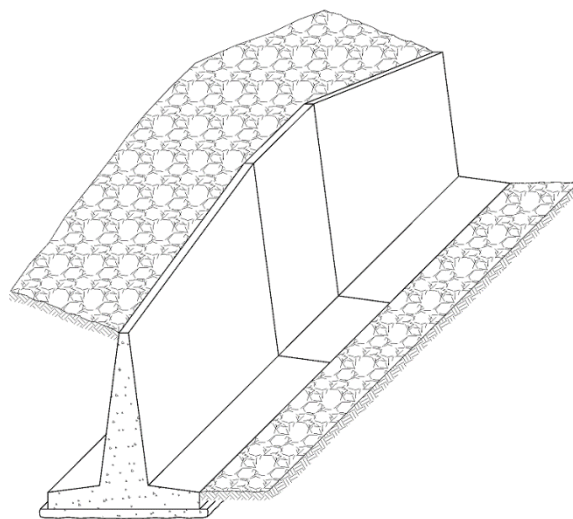
Per verificare la sicurezza dei muri, si adotta il metodo dell'equilibrio limite, allo scopo di considerare efficacemente il comportamento del sistema opera-terreno sotto il regime di spinta definito, anche in presenza di falda o di effetti inerziali generati in occasione di evento sismico.

Il modello che si assume per l'analisi è costituito dall'opera di sostegno e dalla sua fondazione, da un cuneo di terreno spingente a monte della struttura, ovvero che si trovi in stato di equilibrio limite attivo, e da una massa di terreno posto a valle dell'opera in genere in stato di equilibrio limite passivo, ma per il quale può decidersi o meno di considerare il contributo di resistenza passiva.

A seconda delle esigenze progettuali del caso, può scegliersi di non specificare l'intero sviluppo dell'opera, oppure di modellare un muro di lunghezza definita, attraverso l'input di sezioni aggiuntive poste ad assegnata distanza rispetto a quella iniziale. In questo caso, il muro risulta definito dalla successione di più sezioni simili, ciascuna delle quali utile ad individuare eventuali variazioni dell'opera in lunghezza, come ad esempio differenti caratteristiche geometriche, oppure cambiamenti del profilo del terreno a monte e/o a valle della struttura.

Per un muro di lunghezza indefinita che presenta caratteristiche uniformi, il calcolo viene eseguito, secondo il tradizionale approccio progettuale, considerando un tratto di muro di lunghezza unitaria. Si applica, pertanto, alla sezione iniziale dell'opera, la Teoria di Coulomb per determinare il regime di spinta agente, con l'estensione di Muller Breslau e di Mononobe-Okabe rispettivamente per le condizioni statiche e sismiche.

Per un muro di lunghezza definita, il metodo di calcolo anzidetto viene applicato per determinare il regime di spinta agente in ciascuna sezione che compone l'opera, e, per integrazione, lungo lo sviluppo della struttura. Le condizioni di stabilità geotecnica vengono quindi verificate sia per l'intero muro di lunghezza definita, sia per ogni sezione, al fine di individuare quella eventualmente critica.



## Metodo di verifica

La combinazione delle azioni agenti ed il relativo dimensionamento e verifica dei vari elementi strutturali sono eseguiti nel pieno rispetto delle indicazioni contenute nella normativa **NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019)**. L'analisi viene condotta utilizzando il Metodo agli Stati Limite. Tale approccio semiprobabilistico, basato sull'impiego dei coefficienti parziali, consiste nel verificare che gli effetti delle azioni di progetto non superino quelli compatibili con lo stato limite considerato.

In generale si definisce come stato limite uno stato al di là del quale l'opera, o parte di essa, non soddisfa più le esigenze di comportamento per le quali è stata progettata.

Si distinguono varie situazioni limite, completamente differenti, denominate **Stato Limite Ultimo (SLU)** e **Stato Limite di Esercizio (SLE)**.

Lo **Stato Limite Ultimo** corrisponde al valore estremo della capacità portante o forme di cedimento strutturale che possono mettere in pericolo la sicurezza delle persone. La sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi verificando che la capacità di progetto  $R_d$ , in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura sia maggiore del corrispondente valore di progetto della domanda  $E_d$ .

Il valore di progetto della generica azione  $F$  è ottenuto moltiplicando il valore caratteristico  $F_k$  per il coefficiente parziale  $\gamma_F$  ( $F_d = F_k \gamma_F$ ), mentre il valore di progetto della generica proprietà  $f$  del materiale è ottenuto dividendo il valore caratteristico  $f_k$  per il coefficiente parziale del materiale  $\gamma_M$  ( $f_d = f_k / \gamma_M$ ).

Nel caso di concomitanza di più sovraccarichi di origine diversa si definisce un valore di combinazione  $F_{k, \text{com}}$ , ove  $\gamma_{F, \text{com}} \leq 1$  è un opportuno coefficiente di combinazione che tiene conto della ridotta probabilità che più azioni di diversa origine si realizzino simultaneamente con il loro valore caratteristico.

Per il calcolo delle sollecitazioni limite nelle sezioni di verifica vengono utilizzati legami costitutivi  $\sigma$ - $\epsilon$  dei materiali di tipo non lineare.

Lo **Stato Limite di Esercizio** è uno stato al di là del quale non risultano più soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti e comprende tutte le situazioni che comportano un rapido deterioramento della struttura, (tensioni di compressione eccessive o fessurazione del calcestruzzo) o la perdita di funzionalità. Per la verifica viene effettuata un'analisi strutturale di tipo elastica-lineare.

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio deve essere controllata verificando che il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato  $C_d$  sia maggiore del corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni  $E_d$ .

Si definiscono tre diverse combinazioni di carico (**Rara**, **Frequente** e **Quasi-Permanente**), corrispondenti a probabilità di superamento crescenti e valori del carico progressivamente decrescenti.

Per il calcolo delle azioni e delle proprietà dei materiali si utilizzano sempre i valori caratteristici. Per il calcolo delle tensioni nelle sezioni di verifica degli elementi, considerato che lo stato tensionale è lontano dai valori di rottura, vengono utilizzati legami costitutivi  $\sigma$ - $\epsilon$  dei materiali di tipo elastico lineare.

Inoltre, nei confronti delle azioni sismiche, sussistono delle condizioni aggiuntive che devono essere verificate: gli stati limite corrispondenti sono individuati partendo dalle prestazioni che l'opera deve garantire nel suo complesso, a seguito di un evento sismico.

In particolare, per gli stati limite di esercizio si distinguono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**
- **Stato Limite di Danno (SLD)**

mentre per gli stati limite ultimi si distinguono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**

Ciascuno di questi stati limite è riferito a una possibilità di danneggiamento della struttura e delle sue parti via via crescenti, e ad una probabilità di superamento dell'evento sismico, nel periodo di ritorno di riferimento, via via decrescente. Nel caso specifico delle opere di sostegno del terreno, si considera, ai fini sismici, il solo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).

Si definisce **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**, quella condizione estrema, a seguito della quale, successivamente ad un evento sismico, l'opera possa subire crolli della parte non strutturale e impiantistica, e danni significativi della parte strutturale, senza però che si verifichi una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; l'opera conserva, invece, una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche orizzontali. A questo stato limite corrisponde una probabilità di superamento dell'evento sismico  $P_{VR}$  pari al 10%.

In merito alla progettazione geotecnica, il metodo adottato prevede la concomitanza di due problemi fondamentali per il dimensionamento delle opere, per le quali, oltre a fare riferimento alle caratteristiche di resistenza dei materiali da costruzione, è necessario considerare la duplice valenza del terreno, il quale, interagendo con la struttura, può assumere, allo stesso tempo, una funzione sia resistente che sollecitante.

Inoltre, se da un lato si deve far riferimento alla mobilitazione della resistenza del terreno e quindi alle verifiche di tipo strettamente geotecnico, dall'altro si devono pure effettuare le verifiche di resistenza propriamente strutturali, in funzione delle caratteristiche dei materiali che costituiscono l'opera stessa ed in base alla specifica tipologia di opera considerata.

Per tenere conto di questi differenti aspetti, si distinguono in generale diverse tipologie di Stati Limite: Stati Limite di resistenza del terreno (GEO) e Stati limite di resistenza della struttura (STR), proponendo diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, definiti rispettivamente per le azioni (A), per i parametri geotecnici (M) e per le resistenze globali (R), in funzione dello Stato Limite considerato e della specifica tipologia di opera in esame.

Per le verifiche nei confronti degli SLU, è prevista l'applicazione della Combinazione unica ( $A1 + M1 + R3$ ) di coefficienti parziali secondo l'Approccio 2. Di fatto si incrementano i carichi e si lasciano invariate le resistenze del terreno mentre le resistenze globali del sistema vengono ridotte in funzione della particolare tipologia di opera interagente col terreno e della verifica geotecnica considerata.

Per la verifica a ribaltamento i coefficienti di resistenza (R3) si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti. Unicamente per le verifiche di stabilità globale, è prevista l'applicazione della Combinazione 2 ( $A2 + M2 + R2$ ) dell'Approccio 1. I valori assunti per i coefficienti parziali sono riportati successivamente.

In presenza di sisma, la combinazione delle azioni sismiche con le altre azioni, prevede l'utilizzo di coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui parametri geotecnici pari all'unità, inoltre è necessario tenere conto dell'azione sismica verticale, diretta sia verso l'alto, che verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli, che generalmente si hanno con la componente verticale del sisma diretta verso l'alto.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza, per ognuno dei suddetti Stati Limite in esame, sia per le azioni, che per i parametri geotecnici del terreno, vengono di seguito riportati:

#### **Coefficienti Parziali Parametri Terreno**

Comb.	$\text{tg}\phi$	c	$c_u$	$q_u$	$\gamma$
M1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
M2	1.25	1.25	1.40	1.60	1.00

#### **Coefficienti Parziali Azioni**

Comb.	Permanenti		Variabili	
	Sfav.	Fav.	Sfav.	Fav.
A1	1.30	1.00	1.50	0.00
A2	1.00	1.00	1.30	0.00

Per i parametri relativi ai coefficienti di sicurezza globale (R), specifici per ciascuna tipologia di opera e per ciascuna condizione di stato limite considerata, si rimanda invece al Capitolo di pertinenza relativo alle Verifiche di Stabilità delle opere.

#### **Unità di Misura**

Per l'elaborazione in esame sono state impiegate le seguenti unità di misura, riferite al Sistema Internazionale:

- **Forze in [N] Newton, [daN] DecaNewton o [kN] kiloNewton (1 kg=9.81 Newton)**
- **Lunghezze in [m] metri, [cm] centimetri o [mm] millimetri**
- **Angoli in [grd] Gradi Sessadecimali o [rad] Radianti**

#### **Dichiarazione di Attendibilità e Affidabilità dei risultati**

Avendo esaminato preliminarmente le basi teoriche e i campi di impiego del software utilizzato, nonché i casi prova e i prototipi, forniti dal distributore, si ritiene che il modello adottato per rappresentare la struttura in oggetto e le ipotesi di base su cui il codice di calcolo si basa, siano adeguati al caso reale e che i risultati siano attendibili e conformi a quelli ottenuti su modelli semplificati.

Per quanto non espressamente sopra riportato ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda ai successivi paragrafi della presente relazione.

#### **Basi teoriche**

Di seguito vengono riportate le basi teoriche assunte come riferimento per la determinazione della spinta del terreno e le verifiche geotecniche e strutturali delle opere di sostegno, richiamando, inoltre, i concetti fondamentali per comprendere l'esito delle stesse per le opere del presente progetto.



## Spinta delle terre

Il calcolo delle spinte è svolto secondo la teoria di Coulomb, con l'estensione di Muller-Breslau nel caso di azioni statiche, e di Mononobe-Okabe nel caso di azioni sismiche, così come di seguito descritto.

### Azioni Statiche

Lo schema di calcolo è basato sulla teoria di Coulomb nella ipotesi di fondazione rigida, superficie di rottura piana passante per il piede del muro ed assenza di falda.

La spinta attiva, in condizioni statiche, dovuta al terrapieno è pari a:

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_a$$

dove:

$\gamma_t$  = **Peso specifico del terreno**

**H** = **Altezza del muro dalla base della fondazione**

**K<sub>a</sub>** = **Coefficiente di spinta attiva,**  
**valutato tramite l'espressione di Muller-Breslau**

Tale spinta è applicata ad una distanza a partire dalla base della fondazione pari ad  $\frac{1}{3} \cdot H$ .

Nel caso di superficie del terreno spezzata, pur mantenendo le ipotesi di Coulomb, la ricerca del cuneo di massima spinta non conduce alla determinazione di un unico coefficiente, come nella forma precedente, in quanto il diagramma di spinta risulta poligonale e non triangolare.

Si procede, dunque, alla determinazione del cuneo di massima spinta ricavando l'angolo di inclinazione della corrispondente superficie di scorrimento ed applicando la spinta calcolata al baricentro del diagramma di spinta determinato.

In maniera analoga può essere calcolata la spinta passiva, mediante la seguente espressione:

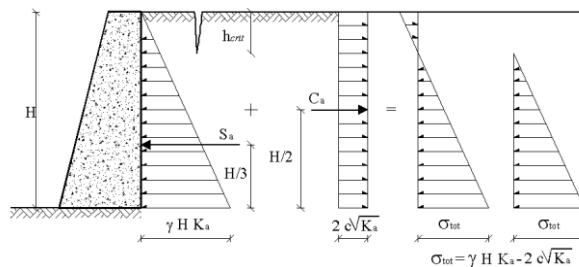
$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_p$$

dove **K<sub>p</sub>** è il Coefficiente di spinta passiva, valutato tramite l'espressione di Muller-Breslau.

Nel caso di terreno coesivo, si considera una contropinta dovuta alla coesione **c**, pari a:

$$S_c = -2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a}$$

che, data la distribuzione di tipo costante, è applicata ad  $\frac{1}{2} H$ .



In presenza di un sovraccarico distribuito di intensità **q**, si considera una spinta, applicata ad  $\frac{1}{2} H$ , pari a:

$$S_q = q \cdot H \cdot K_a$$

In presenza di falda si considera una spinta idrostatica, applicata ad  $\frac{1}{3} H_w$ , pari a:

$$S_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2_w$$

dove:

$\gamma_w$  = **Peso specifico dell'acqua**

**H<sub>w</sub>** = **Altezza del pelo libero della falda dalla base della fondazione**

Lo schema di calcolo è basato sulla teoria di Coulomb nella ipotesi di fondazione rigida, superficie di rottura piana passante per il piede del muro ed assenza di falda.

La spinta attiva, in condizioni statiche, dovuta al terrapieno è pari a:

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_a$$

dove:

- $\gamma_t$  = **Peso specifico del terreno**
- H** = **Altezza del muro dalla base della fondazione**
- K<sub>a</sub>** = **Coefficiente di spinta attiva,**  
**valutato tramite l'espressione di Muller-Breslau**

Tale spinta è applicata ad una distanza a partire dalla base della fondazione pari ad **1/3 · H**.

Nel caso di superficie del terreno spezzata, pur mantenendo le ipotesi di Coulomb, la ricerca del cuneo di massima spinta non conduce alla determinazione di un unico coefficiente, come nella forma precedente, in quanto il diagramma di spinta risulta poligonale e non triangolare.

Si procede, dunque, alla determinazione del cuneo di massima spinta ricavando l'angolo di inclinazione della corrispondente superficie di scorrimento ed applicando la spinta calcolata al baricentro del diagramma di spinta determinato.

In maniera analoga può essere calcolata la spinta passiva, mediante la seguente espressione:

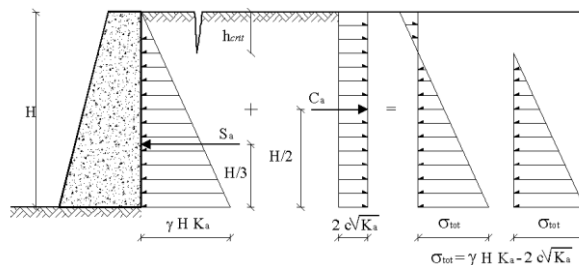
$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_p$$

dove **K<sub>p</sub>** è il Coefficiente di spinta passiva, valutato tramite l'espressione di Muller-Breslau.

Nel caso di terreno coesivo, si considera una controspinta dovuta alla coesione **c**, pari a:

$$S_c = -2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a}$$

che, data la distribuzione di tipo costante, è applicata ad **1/2 H**.



In presenza di un sovraccarico distribuito di intensità **q**, si considera una spinta, applicata ad **1/2 H**, pari a:

$$S_q = q \cdot H \cdot K_a$$

In presenza di falda si considera una spinta idrostatica, applicata ad **1/3 H<sub>w</sub>**, pari a:

$$S_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$$

dove:

- $\gamma_w$  = **Peso specifico dell'acqua**
- H<sub>w</sub>** = **Altezza del pelo libero della falda dalla base della fondazione**

## Verifiche di Stabilità

Le verifiche di stabilità, note le forze che sollecitano l'opera di sostegno, consistono nel controllare, per una serie di stati di equilibrio limite, che l'effetto delle azioni resistenti risulti maggiore dell'effetto delle azioni sollecitanti, considerando i valori di progetto delle azioni e delle resistenze.

In generale, con riferimento ai meccanismi di collasso che si possono avere per le opere di sostegno, le verifiche di stabilità sono le seguenti:

**Ribaltamento**  
**Scorrimento sul piano di posa**  
**Collasso per Carico Limite Terreno**  
**Stabilità Globale Muro-Terreno**

Tali meccanismi di collasso, rappresentano tutti gli Stati Limite Ultimi, dovuti alla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con l'opera.

Per le verifiche geotecniche di stabilità quali Ribaltamento, Scorrimento e Collasso per superamento del Carico Limite, l'analisi viene condotta utilizzando la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo (M1), i coefficienti globali sulla resistenza del sistema (R3) sono diversi da zero e distinti per le condizioni statica e sismica, mentre le azioni sono amplificate con i coefficienti del gruppo (A1).

Per la sola verifica di Stabilità Globale, l'analisi viene condotta utilizzando la Combinazione (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo (M2), i coefficienti globali sulla resistenza del sistema sono quelli associati al gruppo (R2), mentre le sole azioni sono amplificate con i coefficienti del gruppo (A2).

I coefficienti parziali di sicurezza, da adottare sia per le azioni (A), che per i parametri di resistenza del terreno (M), sono quelli definiti nei precedenti paragrafi, mentre, quelli da applicare alle resistenze globali (R) del sistema, sono specifici per ogni tipo di verifica e sono riportati nella seguente tabella:

**Coefficienti Parziali Resistenze**

Cond.	Comb.	Ribalt.	Scorr.	Car.Lim.	St.Glob.	Terr.Valle	Base Pali	Later.Pali
Statica	R1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	R2	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.70	1.45
	R3	1.15	1.10	1.40	1.00	1.40	1.35	1.15
Sismica	R1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	R2	1.00	1.00	1.00	1.20	1.00	1.70	1.45
	R3	1.00	1.00	1.20	1.00	1.20	1.35	1.15

In generale, detto  $R_d$  l'effetto delle azioni resistenti ed  $S_d$  quello delle sollecitanti, per le verifiche di stabilità deve essere verificata la condizione:

$$R_d > S_d$$

Definito il coefficiente di sicurezza  $\square_s = R_d / S_d$ , deve risultare, per ciascuno Stato Limite,  $\square_s > 1$ .

### Verifica al ribaltamento

La verifica al ribaltamento consiste nell'imporre la sicurezza nei confronti della rotazione dell'opera di sostegno attorno al punto più a valle della fondazione, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.

Si ipotizza pertanto che un eventuale ribaltamento dell'opera di contenimento, possa avvenire per rotazione attorno al punto O esterno inferiore della fondazione, come mostrato in figura.

In generale, la spinta complessiva che il terrapieno esercita sul muro è una forza ribaltante, mentre la forza stabilizzante è data dal peso del muro ed, eventualmente, dal peso del terreno sulla fondazione di monte.

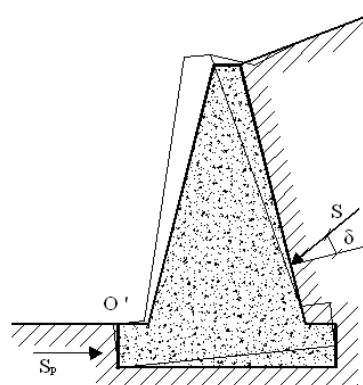
Inoltre, se si considera una aliquota della spinta passiva del terreno antistante il muro di sostegno, l'evidenza sperimentale ha dimostrato che la presenza di tale riempimento fa sì che un eventuale meccanismo di rottura, in condizioni dinamiche, si inneschi per rotazione, intorno ad un punto O', riportato in figura, posto ad una quota superiore rispetto alla base del muro.

Il momento stabilizzante  $R_d$  e quello ribaltante  $S_d$  vengono calcolati mediante le seguenti espressioni:

$$R_d = \left( \frac{1}{\gamma_R} \right) \cdot \Sigma \cdot F_v \cdot b \quad S_d = \Sigma \cdot F_h \cdot h - \Sigma \cdot S_y \cdot d$$

dove:

- $\square_R$  = Coefficiente Parziale Resistenza a Ribaltamento
- $F_v$  = Pesì propri e Forze verticali applicate
- $F_h$  = Forze di inerzia, Forze orizzontali applicate e Componenti Orizzontali delle Spinte
- $S_y$  = Componenti Verticali delle Spinte
- $b, h, d$  = Bracci delle Forze  $F_v, F_h$  ed  $S_y$



### Verifica allo Scorrimento

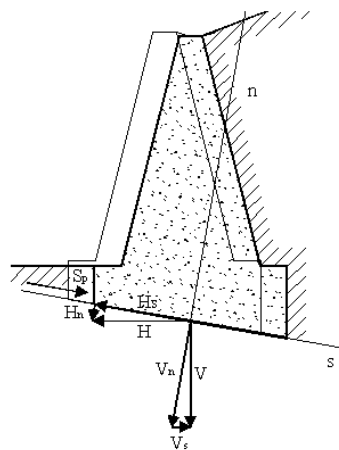
La verifica allo scorrimento sul piano di posa della fondazione consiste nell'imporre l'equilibrio alla traslazione orizzontale tra tutte le forze instabilizzanti e resistenti sul muro, richiedendo che l'equilibrio sia soddisfatto con un opportuno fattore di sicurezza alla traslazione.

Alle forze orizzontali che tendono a mobilitare l'opera, si oppongono le forze di attrito, la frazione di spinta passiva e l'eventuale forza coesiva lungo la superficie di contatto terreno-fondazione.

La resistenza allo scorrimento  $R_d$  e l'azione sollecitante  $S_d$  vengono calcolati mediante le seguenti espressioni:

$$R_d = \left( \frac{1}{\gamma_R} \right) \cdot [(N_y + T_y) \cdot \theta + N_x + \alpha \cdot S_p + \beta \cdot c] \quad S_d = T_x$$

dove:



- $\square_R$  = Coefficiente Parziale Resistenza allo Scorrimento  
 $N_x, T_x$  = Componenti di Sforzo Normale e Taglio in fondazione lungo il piano di scorrimento  
 $N_y, T_y$  = Componenti di sforzo Normale e Taglio in fondazione, normali al piano di scorrimento  
 $\square$  = Fattore di attrito terreno-fondazione  
 $\square S_p, \square c$  = Frazione di Spinta Passiva e di Coesione  
 $S_p$  = Spinta Passiva

## Verifica al Collasso per Carico Limite Terreno

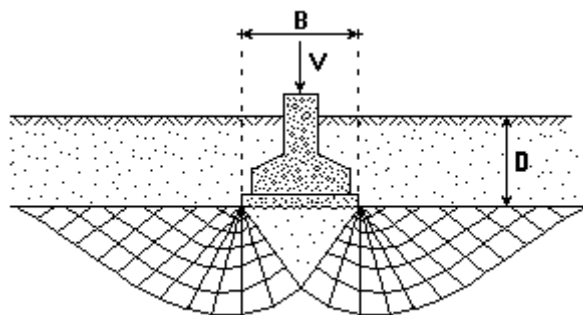
Tale verifica impone che il carico verticale di esercizio trasmesso attraverso la fondazione sul terreno, sia minore, od al più uguale, al carico limite dello stesso.

Il carico limite è valutato secondo l'espressione di Brinch-Hansen, per terreni con attrito e coesione:

$$q_{lim} = \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot g_q + c \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot g_c + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Il primo termine dell'espressione precedente rappresenta l'effetto del terreno soprastante il piano di posa, di altezza  $D$  e di peso specifico  $\square$ , il secondo rappresenta il contributo dell'eventuale coesione  $c$  ed il terzo rappresenta l'effetto della larghezza della striscia di carico  $B$ . Nella formula esposta i parametri  $c$  e  $\square$  si intendono determinati in condizioni drenate e la formula è valida per verifiche a lungo termine di terreni incoerenti, nella condizione, quindi, di sostanziale dissipazione delle sovrappressioni.

I valori di  $N_q$ ,  $N_c$  e  $N_\gamma$  sono i fattori di capacità portante e sono calcolati in funzione dell'angolo d'attrito  $\phi$ :



$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \phi} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

Le quantità  $i$ ,  $d$ ,  $b$ ,  $g$  sono fattori che tengono conto, rispettivamente, degli effetti del carico inclinato, della profondità, del piano di posa inclinato e del piano di campagna inclinato.

$$i_q = [1 - H/(V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi)]^m \quad i_c = i_q - [(1 - i_q)/(N_c \cdot \tan \phi)] \quad i_\gamma = [1 - H/(V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi)]^{(m+1)}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot k \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot k \quad d_\gamma = 1$$

$$b_q = (1 - \alpha \cdot \tan \phi)^2 \quad b_c = b_q - [(1 - b_q)/(N_c \cdot \tan \phi)] \quad b_\gamma = b_q$$

$$g_q = (1 - \tan \beta)^2 \cdot \cos \beta \quad g_c = g_q - [(1 - g_q)/(N_c \cdot \tan \phi)] \quad g_\gamma = g_q / \cos \beta$$

dove:

**L, B, D,  $\alpha$**  = Lunghezza, Larghezza, Profondità ed Inclinazione fondazione

**V, H** = Azioni Verticali ed Orizzontali in fondazione

**c,  $\phi$ ,  $\gamma$ ,  $\beta$**  = Coesione, Peso Specifico, Angolo d'attrito ed Inclinazione terreno fondazione

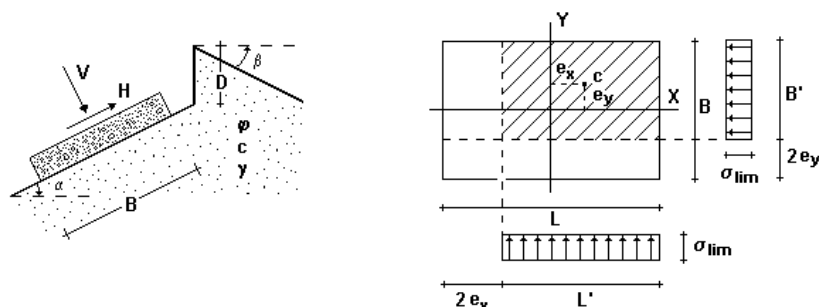
**k** =  $\arctg(D/B)$  se  $D > B$  oppure  $(D/B)$  se  $D \leq B$

**m** =  $(2+L/B)/(1+L/B) \cdot \cos^2 \theta + (2+B/L)/(1+B/L) \cdot \sin^2 \theta$

**$\theta$**  = Angolo tra la direzione del carico, proiettato sul piano di fondazione, e la lunghezza L

L'espressione sopra riportata è applicabile in generale a fondazioni rettangolari con pianta molto allungata di lati **L** e **B** con **L** > **B**. Nel caso di componente orizzontale del carico, nella formula del carico limite si deve usare la quantità ridotta **B'** = **B** - 2e, avendo indicato con **e** il valore dell'eccentricità.

Nel caso specifico di verifica dei muri di sostegno, si considera un tratto di muro, e quindi di fondazione, di lunghezza unitaria, per cui **L** viene posto pari a 1.



Per terreni puramente coesivi ( $\phi = 0$ ) e per verifiche di breve termine ( $c = c_u$ ), l'espressione diventa:

$$q_{lim} = \gamma \cdot D \cdot N_q^0 + c_u \cdot N_c^0 \cdot i_c^0 \cdot d_c^0 \cdot b_c^0 \cdot g_c^0 + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma^0$$

dove:

$$N_q^0 = 1$$

$$N_c^0 = 5.14$$

$$N_\gamma^0 = -2 \cdot \sin \beta$$

$$i_c^0 = 1 - m \cdot H / (N_c^0 \cdot B \cdot L \cdot c_u)$$

$$b_c^0 = 1 - 2 \cdot \alpha / 5.14$$

$$g_c^0 = 1 - 2 \cdot \beta / 5.14$$

Il coefficiente  $d_c^0$  ha la stessa espressione del caso di terreno con angolo d'attrito non nullo.

La Resistenza al Collasso per Carico Limite (**R<sub>d</sub>**) e l'Azione Sollecitante (**S<sub>d</sub>**) sulla fondazione valgono:

$$R_d = \left( \frac{1}{\gamma_R} \right) \cdot (q_{lim} \cdot B \cdot L) \quad S_d = \sum F_v$$

dove con **F<sub>v</sub>** si esprimono i pesi propri e le forze verticali applicate.

## Effetti delle azioni sismiche

L'azione del sisma, modellata attraverso un approccio pseudostatico, si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione per l'azione delle forze d'inerzia generate nell'opera in elevazione (effetto inerziale).

Per una scossa sismica, modellata attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti sono esprimibili mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati  $k_{hk}$  e  $k_{hi}$ .

Gli studi di Meyerhof, relativi al caso di fondazione a pianta rettangolare molto allungata, hanno dimostrato come eccentricità ed inclinazione dei carichi applicati alla fondazione conducano a notevoli riduzioni della pressione limite. In particolare, per effetto del sisma, viene a ridursi soprattutto quella aliquota della pressione limite dovuta alla larghezza della fondazione e al peso specifico del terreno di base (coefficiente  $N_\square$ ), piuttosto che quella dovuta al peso di tutto il terreno sovrastante il piano di posa (coefficiente  $N_q$ ).

Pertanto, l'effetto inerziale produce variazioni di tutti i tre coefficienti  $N$  del carico limite in funzione del coefficiente sismico  $k_{hi}$ , mentre l'effetto cinematico modifica il solo coefficiente  $N_g$  in funzione del coefficiente sismico  $k_{hk}$ . Dunque, per tenere conto degli effetti inerziali della scossa sismica, è necessario impiegare le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite  $i_q$ ,  $i_c$  e  $i_g$  in funzione dell'inclinazione  $\alpha$ , rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa, assunto orizzontale. Tale inclinazione, per azioni orizzontali riconducibili esclusivamente all'azione pseudostatica del sisma, vale:

$$\tan \Theta = k_{hi}$$

Per tener conto, invece, dell'effetto cinematico, è necessario moltiplicare il coefficiente  $N_g$  per il seguente coefficiente correttivo:

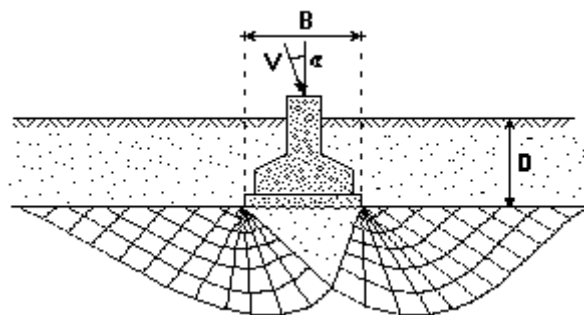
$$e_\gamma = \left( \frac{1 - k_{hk}}{\tan \phi} \right)^{0.45}$$

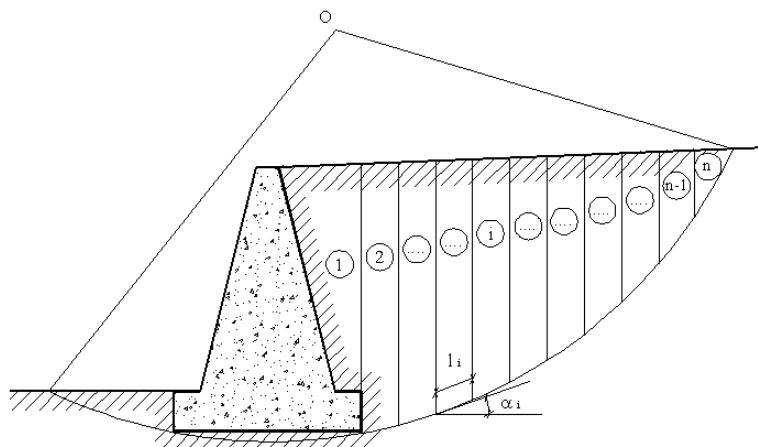
E' importante quindi che il piano di fondazione sia sufficientemente profondo in modo da usufruire del contributo del peso del terreno sovrastante e non ricadere in zone ove risultino apprezzabili le variazioni stagionali del contenuto naturale d'acqua.

## Verifica di Stabilità Globale Muro-Terreno

La verifica di stabilità globale dell'opera viene condotta al fine di determinare il grado di sicurezza sia del manufatto, sia del terreno, nei confronti di possibili scorrimenti lungo superfici di rottura passanti al di sotto del piano di appoggio del muro.

La verifica, effettuata ricorrendo ai metodi di calcolo della stabilità dei pendii, consiste nel ricercare, tra le possibili superfici di rottura, quella che presenta il minor coefficiente di sicurezza e nel confrontare le resistenze e le azioni sollecitanti lungo tale superficie. Secondo questi metodi è necessario ipotizzare una superficie di scorrimento del terreno di forma qualsiasi, passante al di sotto del muro e valutare, rispetto al generico polo, i momenti instabilizzanti, generati dalle forze peso, ed i momenti resistenti, generati dalle reazioni del terreno.





Tale verifica risulta soddisfatta se la resistenza al taglio risulta maggiore o al più uguale al taglio sollecitante lungo la linea di scorrimento ipotizzata, avendo posto:

$$R_d = \left( \frac{1}{\gamma_R} \right) \cdot \left[ \sum_i (c_i \cdot \delta l_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i \cdot \delta l_i) \cdot \operatorname{tg} \phi) \right]$$

$$S_d = \sum_i W_i \sin \alpha_i$$

$$\gamma_s = \frac{R_d}{S_d}$$

dove:

$R_d$  = Resistenza al Taglio [daN]

$S_d$  = Taglio Sollecitante [daN]

$\gamma_s$  = Coefficiente di sicurezza nei confronti della verifica

$\gamma_R$  = Coefficiente parziale sulle resistenze per la verifica

$c, \phi$  = Coesione e Angolo di attrito interno del terreno

$\delta l_i, W_i, \alpha_i$  = Larghezza, Peso e Inclinazione della base, per il concio elementare

$u_i$  = Pressione idrostatica sul concio elementare

Nelle successive specifiche tabelle vengono riportate, inoltre, le seguenti grandezze per ciascun concio elementare che compone la superficie di scorrimento:

$H_i, h_{wi}$  = Altezza Totale e della Falda, misurate rispetto al punto medio del concio [m]

$N_i$  = Componente Normale della Reazione del terreno alla base, pari a  $W_i \cdot \cos \alpha_i$  [daN]

$U_i$  = Risultante della Pressione idrostatica, pari a  $u_i \cdot \delta l_i$  [daN]

$T_i$  = Componente Tangenziale della Reazione del terreno alla base  
pari a  $c \cdot \delta l_i + (N_i - U_i) \cdot \operatorname{tg} \phi$  [daN]

$S_i$  = Risultante dell'Azione Sollecitante, pari a  $W_i \cdot \sin \alpha_i$  [daN]

Il calcolo viene condotto nell'ipotesi di terreno retrostante e sovrastante il muro con piano di campagna minore di 10 gradi, assumendo che la superficie di rottura sia circolare e passi per il punto in basso a sinistra della fondazione.

## Verifiche di Resistenza Strutturale

Nel presente capitolo si riportano le basi teoriche relative al dimensionamento e alla verifica delle armature.

**COVING S.R.L. – Servizi di Ingegneria e Costruzioni**



Per tutti gli elementi costituenti i muri di sostegno in c.a. è necessario effettuare le verifiche di resistenza strutturale, nei confronti degli Stati Limite Ultimi, che comportano la rottura delle sezioni soggette a flessione composta e taglio.

Il valore di progetto della generica proprietà  $f_d$  del materiale è ottenuto riducendo il valore caratteristico  $f_k$  per il coefficiente parziale del materiale  $\gamma_M$  ( $f_d = f_k / \gamma_M$ ).

I Fattori di Sicurezza parziali dei materiali sono i seguenti:

<b>Fattore di Sicurezza Calcestruzzo (<math>\gamma_c</math>)</b>	<b>1.50</b>
<b>Fattore di Sicurezza Acciaio (<math>\gamma_s</math>)</b>	<b>1.15</b>

Il metodo di calcolo utilizzato, per il progetto delle armature e la verifica di resistenza delle opere in c.a. ordinario, è quello semiprobabilistico allo Stato Limite Ultimo, con le ipotesi fondamentali di complanarità della sezione, con resistenza nulla del calcestruzzo teso e con i moduli elastici dei materiali costanti.

Come legami costitutivi  $\sigma$ - $\epsilon$  dei materiali vengono utilizzati legami di tipo non lineare, in accordo con le indicazioni contenute nella normativa NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019).

### Criteri di Verifica

La verifica allo Stato Limite Ultimo, per la coppia di sollecitazioni costituita da Sforzo Normale e Momento Flettente (N, M) condotta costruendo, per ogni elemento strutturale del muro di sostegno, un dominio di resistenza piano, fissando un diagramma limite di deformazione e risalendo alle tensioni corrispondenti, tramite i legami costitutivi non lineari, ottenendo lo stato di sollecitazione ultima, il massimo sopportabile, e valutare se lo stato della sollecitazione di calcolo è interno al dominio.

Noto il dominio di resistenza del generico elemento e detto **S** il generico stato di sollecitazione a cui esso è sottoposto, è possibile determinare lo stato di sollecitazione ultimo **S<sub>u</sub>** "prolungando" il vettore (O, S), lungo la sua stessa direzione, dal punto **S**, fino ad intersecare la curva del dominio di rottura. Il

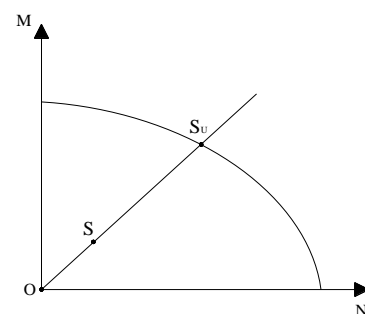
rapporto tra i segmenti (O,S<sub>u</sub>)/(O,S) rappresenta il coefficiente di sicurezza per l'elemento verificato nella condizione in esame.

Nel caso del Taglio, la verifica risulta ancora più semplice, poichè la sollecitazione agisce lungo una sola direzione ed è quindi possibile determinare il coefficiente di sicurezza come semplice rapporto tra il Taglio resistente e quello sollecitante.

Si considera, pertanto, il problema della flessione composta disaccoppiato da quello del taglio, determinando, separatamente, i corrispondenti coefficienti di sicurezza per ciascun elemento soggetto alle suddette sollecitazioni.

### Criteri di Dimensionamento Armature

Le aree necessarie di ferro vengono calcolate mediante formule dirette di semiprogetto. Vengono, quindi, disposte le armature utilizzando le aree commerciali relative ai tondini scelti, soddisfacendo anche i minimi imposti dalle norme che quelli imposti dalle specifiche di progetto adottate. Infine, le verifiche degli elementi strutturali vengono effettuate considerando l'effettiva armatura disposta.

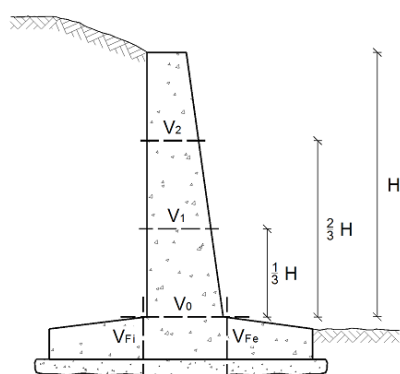


## Verifiche Armature

Facendo riferimento alle combinazioni precedentemente definite, per ogni muro del progetto vengono successivamente riportati in tabella:

- Verifica** = Descrizione dell'elemento considerato per la verifica  
**h** = Altezza della sezione oggetto di verifica [cm]  
**M, N, T** = Momento Flettente [daNm], Sforzo Normale e Sforzo Tagliante [daN]  
**A<sub>s</sub>, A'<sub>s</sub>** = Area Ferri di Armatura in zona tesa e in zona compressa [cm<sup>2</sup>]  
**c, c'** = Copriferro in zona tesa e in zona compressa [cm]  
**λ** = Coefficiente minimo di sicurezza  
**E** = Esito della Verifica: "V" se risulta verificato e "X" se non verificato

Le verifiche vengono condotte con riferimento alle sezioni, per unità di lunghezza, degli elementi strutturali di seguito elencati e rappresentati nel successivo schema grafico:



- V<sub>Fe</sub>, V<sub>Fi</sub>** = Verifica all'Incastro delle Mensole di Fondazione Esterna ed Interna  
**V<sub>0</sub>** = Verifica al Piede della Parete  
**V<sub>1</sub>, v<sub>2</sub>** = Verifica ad Un Terzo e a Due Terzi dell'Altezza della Parete

## Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio servono a garantire che la struttura, durante la sua vita utile, resista alle azioni a cui è sottoposta, mantenendo integra la sua funzionalità ed il suo aspetto estetico.

Per questa tipologia di verifiche viene fatto riferimento ai valori caratteristici sia delle azioni che delle resistenze del terreno e dei materiali da costruzione.

Per ciascuna sezione di muro, si riportano nelle specifiche tabelle, i valori caratteristici delle spinte e delle forze agenti di seguito riportati:

- S<sub>a</sub>** = Spinta del Terreno [daN]  
**S<sub>c</sub>** = Controspinta da Coesione [daN]  
**S<sub>q</sub>, S<sub>w</sub>** = Spinta Sovraccarico e Idrostatica [daN]  
**S<sub>p</sub>, S<sub>pm</sub>** = Spinta Passiva Totale/Mobilitata [daN]  
**W<sub>M</sub>, W<sub>F</sub>** = Peso del Muro e della Fondazione [daN]  
**W<sub>T</sub>** = Peso Terreno ed eventuale Sovraccarico su Fondazione Interna [daN]

Per i muri in c.a. occorre considerare tutte quelle situazioni di normale impiego, che possono comportare un rapido deterioramento della struttura, limitando tensioni e deformazioni e controllando lo stato fessurativo del calcestruzzo. Si possono identificare tre diversi stati limite di esercizio per l'opera, a cui corrispondono le rispettive verifiche:

- Verifiche di Tensione**  
**Verifiche di Deformazione**  
**Verifiche di Fessurazione**

## Verifiche di Tensione

La verifica delle tensioni di esercizio consente di controllare le tensioni di lavoro massime nel calcestruzzo e nell'acciaio, in modo da evitare i fenomeni fessurativi nel calcestruzzo e lo snervamento dell'acciaio. E' necessario, pertanto, verificare che le tensioni di lavoro massime,  $\sigma_c$  nel calcestruzzo compresso e  $\sigma_f$  nell'acciaio teso, rispettino le seguenti condizioni:

$$\sigma_{c,max} \leq 0.60 \cdot f_{ck} \quad \text{per Combinazione Rara}$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0.45 \cdot f_{ck} \quad \text{per Combinazione Quasi-Permanente}$$

$$\sigma_{s,max} \leq 0.80 \cdot f_{yk} \quad \text{per Combinazione Rara e Quasi-Permanente}$$

Nel caso specifico di muri di sostegno, si assumono unitari i coefficienti di combinazione  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  e  $\psi_2$ , quindi le combinazioni Rara e Quasi-Permanente, di fatto, coincidono.

Pertanto, la verifica delle tensioni di esercizio viene effettuata con riferimento alla sola combinazione Quasi-Permanente, essendo previsto per essa l'utilizzo di tensioni di lavoro massime dei materiali più restrittive.

Per ogni muro del progetto vengono successivamente riportati in tabella:

**Verifica = Descrizione dell'elemento considerato per la verifica**

**M, N = Momento Flettente [daNm] e Sforzo Normale [daN]**

**$\sigma_c$ ,  $\sigma_s$  = Tensione Max di lavoro del Calcestruzzo e dell'Acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]**

**$\gamma_c$ ,  $\gamma_s$  = Coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto tra la tensione limite e la massima tensione di lavoro del Calcestruzzo e dell'Acciaio**

**E = Esito della Verifica: "V" se risulta verificato e "X" se non verificato**

Le verifiche vengono condotte con riferimento ai medesimi elementi strutturali oggetto delle verifiche di resistenza strutturale.

## Verifiche di Deformazione

Per poter garantire la funzionalità dell'opera di sostegno, è necessario valutare gli spostamenti dell'opera, in modo da poterne garantire la funzionalità.

### Cedimenti in Fondazione

Per il calcolo dei cedimenti che il terreno potrebbe subire a causa dell'aumento di carico, si segue il Metodo Edometrico, considerando strati di spessore pari ad 1 metro, fino alla profondità in cui l'incremento di carico dovuto alla struttura è minore del 20% del carico lisostatico preesistente. Per il calcolo del cedimento si adotta la seguente espressione:

$$w_{tot} = \sum_{i=1}^N \frac{(\Delta\sigma_i \cdot \Delta z_i)}{E_i}$$

dove, per ogni strato:

**$\Delta\sigma_i$  = Variazione Pressione del terreno**

**$\Delta z_i$  = Spessore Strato di terreno**

**$E_i$  = Modulo Elastico del terreno**

Per ogni muro del presente progetto, nelle successive tabelle specifiche, vengono riportati, riferiti a ciascuna sezione, i Cedimenti Elastici in Fondazione, espressi in cm.

## Verifiche di Fessurazione

Per le opere in cemento armato il fenomeno della fessurazione è quasi inevitabile, ma può essere limitato assicurando un sufficiente ricoprimento delle armature in zona tesa con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità.

Le verifiche di fessurazione prevedono il controllo dei successivi stati limite, definiti come:

- **Stato limite di decompressione**  
in cui la tensione normale è ovunque di compressione
- **Stato limite di formazione delle fessure**  
in cui il calcestruzzo raggiunge la massima tensione di fessurazione, in corrispondenza della quale, si ha la formazione della prima fessura
- **Stato limite di apertura delle fessure**  
in cui l'ampiezza della fessura raggiunge il valore nominale massimo, definito in base alle caratteristiche ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione

Si ha formazione delle fessure quando la tensione di trazione del calcestruzzo, nella fibra più sollecitata, (calcolata in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata) raggiunge il valore limite:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1.2}$$

essendo  $f_{ctm}$  la resistenza media a trazione del calcestruzzo.

Una volta innescata la fessurazione è necessario valutare l'ampiezza delle fessure, in funzione delle deformazioni medie dell'armatura tesa e della distanza media tra le fessure stesse.

Il valore limite di apertura delle fessure, invece, può assumere, in accordo con la normativa NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019), uno dei tre valori seguenti:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm} \quad w_2 = 0.3 \text{ mm} \quad w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

La scelta del valore limite deve essere fissato compatibilmente con le condizioni ambientali e con il grado di sensibilità delle armature alla corrosione ed in funzione della combinazione di carico considerata, come riportato nella seguente tabella:

Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
		Sensibile		Poco sensibile	
		Stato limite	$w_k$	Stato limite	$w_k$
Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
	quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
	quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
	quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Stante i limiti sopra esposti, la verifica dell'ampiezza della fessura viene condotta, senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, ad un massimo, che è correlato al diametro delle barre e alla loro spaziatura, come riportato nei prospetti seguenti.

Tensione nell'acciaio [MPa]	Diametro massimo delle barre [mm]		
	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$
160	25	32	40
200	16	25	32
240	12	16	20
280	8	12	16
320	6	10	12
360	-	8	10

Tensione nell'acciaio [MPa]	Spaziatura massima delle barre [mm]		
	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$
160	200	300	300
200	150	250	300
240	100	200	250
280	50	150	200
320	-	100	150
360	-	50	100

***Diametri e Spaziatura massimi barre per controllo fessurazione***

Per ogni muro del progetto vengono successivamente riportati in tabella:

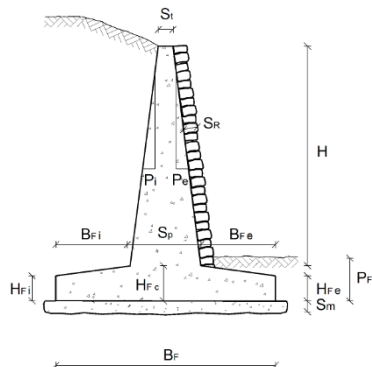
- Verifica** = Descrizione dell'elemento considerato per la verifica  
**M, N** = Momento Flettente [daNm] e Sforzo Normale [daN]  
 $\sigma_s, \sigma_{s, \text{lim}}$  = Tensione Max di lavoro e Limite dell'Acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
 $\gamma$  = Coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto tra la tensione limite e la massima tensione di lavoro dell'Acciaio ( $\sigma_{s, \text{lim}} / \sigma_s$ )  
**E** = Esito della Verifica: "V" se risulta verificato e "X" se non verificato

## Dati ed Esito Verifiche

Di seguito vengono riportati i dati geometrici, le azioni ed i valori di spinta agenti, nonché i risultati delle verifiche geotecniche e strutturali.

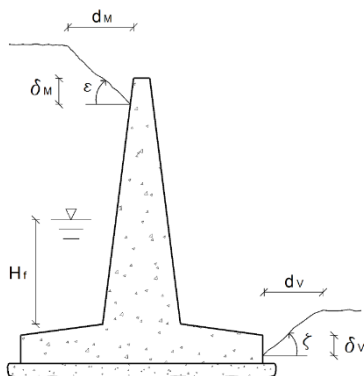
I dati, riferiti a ciascuna sezione di muro, sono rappresentati graficamente mediante il disegno dell'opera, nonché esplicitati numericamente in forma tabellare, come successivamente descritto.

### Geometria Elevazione e Fondazione



- H** = Altezza della Parete del Muro [cm]
- S<sub>i</sub>, S<sub>e</sub>** = Spessore del Muro in Testa e al Piede della Parete [cm]
- P<sub>e</sub>, P<sub>i</sub>** = Pendenza della Parete Esterna ed Interna [%]
- S<sub>R</sub>, ρ<sub>R</sub>** = Spessore [cm] e Peso Specifico [daN/m<sup>3</sup>] dell'eventuale Strato di Rivestimento
- B<sub>F</sub>** = Larghezza totale della Fondazione [cm]
- H<sub>Fc</sub>** = Altezza della Fondazione in corrispondenza della sezione centrale [cm]
- H<sub>Fe</sub>, B<sub>Fe</sub>** = Altezza e Larghezza della Mensola Esterna di Fondazione [cm]
- H<sub>Fi</sub>, B<sub>Fi</sub>** = Altezza e Larghezza della Mensola Interna di Fondazione [cm]
- P<sub>F</sub>** = Profondità del Piano di Fondazione [cm]
- S<sub>m</sub>** = Spessore dello Strato di Magrone [cm]

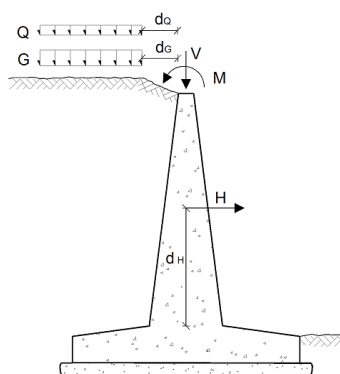
### Geometria Terreno



- ε** = Angolo di Inclinazione del Terreno lato Monte del Muro [grd]
- d<sub>M</sub>** = Distanza dalla Testa del Muro del Tratto Orizzontale di Terreno [cm]
- ρ<sub>M</sub>** = Abbassamento del Terreno lato Monte, rispetto alla Testa del Muro [cm]
- ε** = Angolo di Inclinazione del Terreno lato Valle del Muro [grd]
- d<sub>V</sub>** = Distanza dalla Fondazione del Muro del Tratto Orizzontale di Terreno [cm]
- ρ<sub>V</sub>** = Abbassamento del Terreno lato Valle, rispetto all'Estradosso della Fondazione [cm]
- H<sub>f</sub>** = Altezza della Falda, rispetto alla Base del Muro [cm]

### Valori caratteristici dei Carichi

- G, d<sub>G</sub>** = Intensità [daN/m] e Distanza [cm] dalla Testa del Muro del Carico Permanente Distribuito



$Q, d_Q$  = Intensità [daN/m] e Distanza [cm] dalla Testa del Muro del Carico Variabile Distribuito

$H, d_H$  = Intensità [daN] e Quota di Applicazione [cm] della Forza Orizzontale

$V, M$  = Intensità della Forza Verticale [daN] e del Momento Flettente in Testa [daNm]

## Spinte e Forze

Nell'ambito delle verifiche secondo il Metodo agli Stati Limite, per poter definire i livelli di sicurezza attesi è necessario definire, nella fase preliminare del progetto, la relativa Classe d'Uso.

L'opera in esame risulta essere di **Classe III**, in funzione delle possibili conseguenze di una interruzione di operatività, o eventuale collasso. Inoltre, in base al numero di anni di utilizzo previsto, si definisce una **Vita Nominale di progetto** pari a **50 anni**.

Per le verifiche geotecniche e strutturali, occorre inoltre considerare i valori di progetto dei parametri di resistenza del terreno e delle azioni, calcolati, partendo dai valori caratteristici, secondo gli approcci indicati nel precedente capitolo.

Per il muro in esame, vengono riportati i valori rappresentativi del sistema di forze agenti, per effetto delle quali sono condotte le verifiche necessarie a garantire la stabilità e la resistenza strutturale dell'opera. Il calcolo delle Spinte è svolto secondo la Teoria di Coulomb, con l'estensione di Muller-Breslau nel caso di Azioni Statiche, e di Mononobe-Okabe nel caso di Azioni Sismiche, così come descritto al Capitolo di pertinenza.

Ai fini della definizione delle azioni sismiche, il sito in cui è ubicato il progetto in esame, con riferimento alla caratterizzazione topografica e in base alle caratteristiche orografiche, è classificabile come appartenente alla Categoria T1. Inoltre, il sito si sviluppa.

La Pericolosità sismica di base viene determinata partendo dalle coordinate geografiche del sito in esame, ovvero Latitudine e Longitudine, rispettivamente pari a 40.28757 e 16.57070, entrambe in gradi decimali.

Tale localizzazione all'interno del reticolo di riferimento in cui è stato suddiviso l'intero territorio nazionale, è necessaria per determinare i valori dei parametri utili per la caratterizzazione sismica, che vengono di seguito riportati in tabella:

Tipo di Spettro	SLV	SLD	SLO	SLC
Accelerazione max al suolo ( $a_g/g$ )	0.097	0.050	0.041	0.116
Categoria Sottosuolo	C	C	C	C
Fattore Stratigrafico ( $S_s$ )	1.500	1.500	1.500	1.500
Fattore Topografico ( $S_T$ )	1.000	1.000	1.000	1.000
Coefficiente di riduzione accelerazione max al suolo ( $\alpha_m$ )	0.380	0.470	0.470	0.380
Coefficiente sismico orizzontale ( $k_h$ )	0.056	0.036	0.029	0.066
Coefficiente sismico verticale ( $k_v$ )	0.028	0.018	0.015	0.033
Periodo di ritorno dell'azione sismica ( $T_r$ )	711.842	75.434	45.161	1462.179
Fattore di amplificazione spettrale ( $F_o$ )	2.769	2.470	2.434	2.872
Periodo all'inizio del tratto a velocità costante ( $T_c$ )	0.468	0.345	0.306	0.502

Ai fini della valutazione delle forze agenti, si è tenuto conto dei seguenti parametri di elaborazione, la cui entità incide sulle verifiche di stabilità e sulla valutazione delle spinte del terreno:

- Spinta passiva sullo sperone di fondazione a valle
- Controspinta dovuta alla coesione
- Coesione a scorrimento dell'opera sul piano di appoggio della fondazione

I suddetti parametri sono considerati nel calcolo secondo il contributo percentuale seguente:

<b>Spinta Passiva [%]</b>	<b>10</b>
<b>Spinta Statica Coesione [%]</b>	<b>0</b>
<b>Coesione a Scorrimento [%]</b>	<b>50</b>

I contributi delle spinte e delle forze agenti per ogni combinazione di carico adottata, riferiti a ciascuna sezione di muro, sono successivamente richiamati in specifiche tabelle che riportano i seguenti valori:

- $K_a, K_p$  = Coefficiente di Spinta Attiva e Passiva**
- $S_a$  = Spinta del Terreno [daN]**
- $S_c$  = Controspinta da Coesione [daN]**
- $S_q$  = Spinta Sovraccarico [daN]**
- $S_w, S_{ws}$  = Spinta Idrostatica e Idrodinamica [daN]**
- $S_p, S_{pm}$  = Spinta Passiva Totale e Mobilitata [daN]**
- $W_M, F_{iM}$  = Peso e Inerzia del Muro [daN]**
- $W_T$  = Peso Terreno e Sovraccarico su Fondazione Interna [daN]**
- $F_{iT}$  = Inerzia Terreno su Fondazione Interna [daN]**
- $W_F, F_{iF}$  = Peso e Inerzia della Fondazione [daN]**

Potenza , lì 22/06/2023

Il progettista

Ing. Paolo Montanari