



Regione Siciliana
Dipartimento dei Beni Culturali e dell'Identità
Siciliana

Soprintendenza per i Beni Culturali ed Ambientali
MESSINA



Università degli Studi
di
MESSINA

Area Servizi Tecnici

RISANAMENTO CONSERVATIVO, CONSOLIDAMENTO STRUTTURALE E
ADEGUAMENTO FUNZIONALE DELLA BIBLIOTECA REGIONALE
UNIVERSITARIA "GIACOMO LONGO" DI MESSINA
PROGETTO ESECUTIVO

Programma lotto 2012



Elaborato

Relazione di calcolo – Muro di sostegno

VALIDAZIONE			Elaborato PE.S.RC.04
AGGIORNAMENTO			
MESSINA			
Progetto Architettonico Arch. Mirella Vinci Ing. Salvatore Stopo Arch. Enrico Zaccone Geom. Vincenzo Reale Ing. Roberto Mazzullo	Il Responsabile del Procedimento Arch. Salvatore Scuto	Progetto Strutture e Impianti Ing. Silvio Lacquaniti Ing. Giovanni Lupo Collaboratori: Geom. Nunzio Chillè	

IL RESPONSABILE U.O. VI
Arch. Maria Mercurio

IL SOPRINTENDENTE
Arch. Rocco G. Scimone

IL RESPONSABILE AREA SERVIZI TECNICI
Ing. Francesco Oteri

Relazione di Calcolo

Introduzione

La presente Relazione di Calcolo è suddivisa nei seguenti capitoli:

- **Metodo di Calcolo**
- **Dati Input**
- **Verifiche Stato Limite Ultimo**
- **Verifiche Stato Limite di Esercizio**

Preliminarmente vengono riportati tutti quei contenuti di carattere generale, utili per identificare la tipologia di approccio al calcolo delle strutture in esame, quali l'origine e le caratteristiche del codice di calcolo e l'informativa sull'affidabilità del software, nonché le indicazioni sulle normative di riferimento e sulle unità di misura impiegate.

Nel capitolo Metodo di Calcolo, invece, vengono indicate le basi teoriche del metodo di calcolo adottato per la risoluzione del problema strutturale e le metodologie seguite per la verifica ed il progetto delle sezioni.

I dati di input degli elementi strutturali componenti il progetto in esame, vengono riportati in tabelle ed accompagnati da disegni esplicativi, per consentire una sufficiente leggibilità di tutte le opere di sostegno del progetto esecutivo. Nel capitolo dedicato alle Verifiche allo Stato Limite Ultimo, viene presentato l'esito del calcolo e delle verifiche effettuate per ciascun muro del presente progetto, sia con riferimento alle verifiche di tipo geotecnico (stabilità delle opere di sostegno e del complesso opera-terreno) e sia a quelle prettamente strutturali (resistenza delle sezioni maggiormente sollecitate), nel caso specifico di muri in c.a.

Infine nel capitolo Verifiche allo Stato Limite di Esercizio, vengono riportate le verifiche delle Tensioni in Esercizio, il calcolo dei Cedimenti in Fondazione e i criteri di verifica della Fessurazione del calcestruzzo, tramite il controllo sul copriferro e sulle tensioni di trazione delle armature.

Origine e Caratteristiche del Codice di Calcolo

La seguente Relazione riporta il dettaglio dei dati d'input e le relative elaborazioni numeriche, ottenuti con il programma **Walls 2014**, specifico per la progettazione, analisi, verifiche e disegni di muri di sostegno in zona sismica. Il software, sviluppato e distribuito dalla società **S.I.S. Software Ingegneria Strutturale s.r.l.**, è concesso in licenza d'uso a **studio**. Le tipologie di muri di sostegno che possono essere realizzati dal programma sono:

Muri a gravità in conglomerato cementizio non armato

Muri a mensola in cemento armato (su fondazione superficiale o profonda)

Muri a mensola in cemento armato con contrafforti

Muri a gravità a Gabbioni

L'input, l'output, le tecniche di risoluzione e la validazione del programma **Walls**, sono stati specificatamente progettati per prendere in considerazione le caratteristiche proprie per queste tipologie di opere. Pertanto, il risultato che ne consegue si manifesta in un supporto alla progettazione delle opere di sostegno, con un significativo risparmio di tempo nella preparazione dei dati, nell'interpretazione delle stampe numeriche e nel volume dei dati immessi.

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, sono effettuati direttamente dal settore di ricerca e sviluppo della società **S.I.S. Software Ingegneria Strutturale s.r.l.**

Il servizio di assistenza software e tecnica, viene attuato sia su internet, dall'area Supporto sul sito della S.I.S. valido per i clienti registrati, o mediante fax al numero **095 7122188**.

La fase di sviluppo del codice di calcolo è stata preceduta da una accurata fase di ricerca, mirata allo studio di numerosi casi teorici e tale da ottenere dei metodi e delle procedure di progettazione, analisi e verifica, finalizzate alla sicurezza strutturale.

La dichiarazione di affidabilità e robustezza del codice di calcolo, fornita dal produttore del software, è riportata in allegato alla presente relazione 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 il D.M.14/01/2008 al Capitolo 10 "**Redazione dei Progetti strutturali Esecutivi e delle Relazioni di Calcolo**".

Inoltre sono stati forniti al progettista degli esempi di calcolo, atti a validare e verificare l'attendibilità delle procedure di calcolo effettuate, i cui risultati possono essere utilizzati per eventuali controlli con testi specialistici e altri strumenti di calcolo e confrontati con l'allegata documentazione di affidabilità, in cui i risultati da confrontare 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.

Le informazioni relative al codice di calcolo utilizzato, con riferimento al tipo di modellazione strutturale adottata, ai vincoli, alle azioni ed ai materiali sono, più specificatamente, riportate nei successivi capitoli della Relazione di Calcolo.

Normative di Riferimento

Le normative cui viene fatto riferimento nelle fasi di analisi e di verifica delle opere in esame sono:

- Legge n.1086 del 5/11/1971 e successivi Decreti Ministeriali del 14/02/1992 e 09/01/1996 recanti "Norme Tecniche per il calcolo, la esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- Legge n.64 del 02/02/1974 e Decreto Ministeriale 16/01/1996 recanti "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" e successiva Circolare 10/04/1997, n.65/AA.GG. "Istruzioni per l'applicazione";
- Eurocode 7 - "Geotechnical design - Part 1: General Rules" - CEN (Comitato europeo di normazione) EN 1997-1:2003;
- Decreto Ministeriale del 14/01/2008 - "Norme Tecniche per le costruzioni" e successiva Circolare Ministeriale n.617 del 02/02/2009, contenente "Istruzioni per l'applicazione".

Unità di Misura

Le unità di misura sono riferite al Sistema Internazionale e precisamente:

- 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 [g°] Gradi sessadecimali o [rad] Radianti

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, oggetto del 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 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.

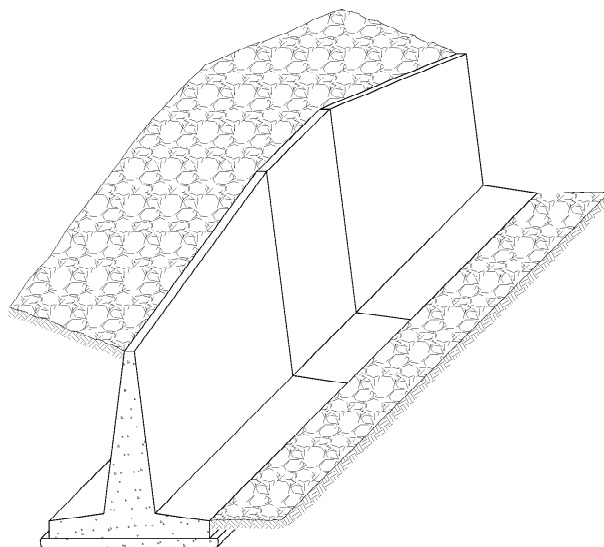
Per verificare la sicurezza dei muri, si adotta il metodo dell'equilibrio limite, allo scopo di considerare efficacemente il comportamento del sistema opera-terreno sotto il regime di spinta definito, anche in presenza di falda o di effetti inerziali generati in occasione di evento sismico.

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.



Azioni Statiche

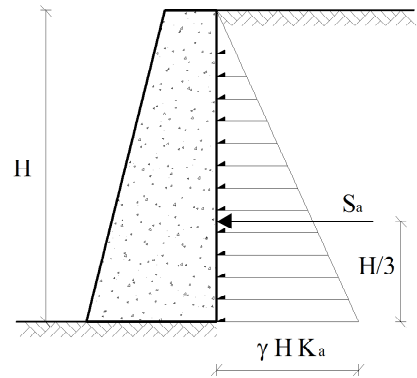
Lo schema di calcolo è basato sulla teoria di Coulomb nella ipotesi di fondazione rigida, superficie di rottura piana passante per il piede del muro ed assenza di falda.

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

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

dove:

- γ_t = **Peso specifico del terreno;**
- H = **Altezza del muro dalla base della fondazione;**
- K_a = **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 è ovviamente 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:

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

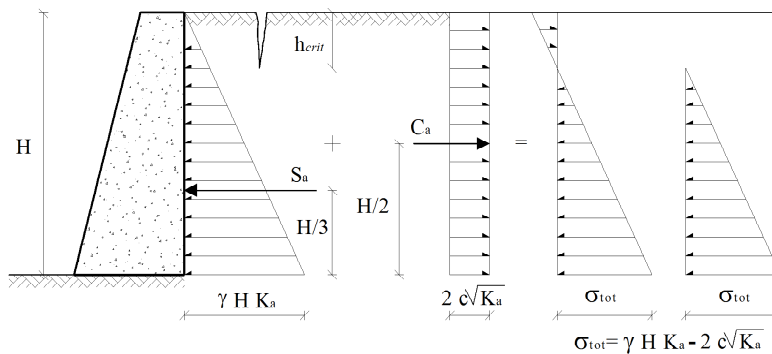
dove:

- K_p = **Coefficiente di spinta passiva valutato tramite l'espressione di Muller - Breslau.**

Nel caso di terreno coesivo, si considera una controspinta dovuta alla coesione c , secondo la formula:

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

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



In presenza di un sovraccarico distribuito di intensità q , si considera una spinta pari a:

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

applicata, anch'essa ad $\frac{1}{2} H$, per la sua distribuzione costante.

In presenza di falda è presente una spinta idrostatica:

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

dove:

- γ_w = **Peso specifico dell'acqua**
- H_w = **Altezza falda dalla base della fondazione**

Tale spinta, con andamento lineare, è applicata ad $\frac{1}{3} \cdot H_w$.

Il programma prevede inoltre, la presenza di forze esterne in sommità e lungo la parete del muro, che vengono considerate nell'equilibrio dell'opera e nel calcolo delle sezioni dei materiali.

Azioni Sismiche

Nel caso di opere in zona sismica, le spinte vengono valutate secondo quanto previsto dalla Normativa vigente, utilizzando i metodi pseudo-statici, che consentono di ricondurre l'azione sismica ad un insieme di forze statiche equivalenti, orizzontali e verticali, mediante opportuni coefficienti sismici, che dipendono dalla zona sismica, dalle condizioni locali e dall'entità degli spostamenti ammessi per l'opera. Tali coefficienti vengono utilizzati, oltre che per valutare le forze di inerzia sull'opera, in funzione delle masse sollecitate dal sisma, anche per determinare la spinta del terreno retrostante il muro, mediante l'utilizzo della teoria di Mononobe-Okabe.

I coefficienti sismici orizzontale e verticale, che interessano tutte le masse, vengono calcolati come:

$$k_h = \beta \cdot S_s \cdot S_T \cdot (a_g / g) \quad k_v = \pm 1/2 \cdot k_h$$

dove:

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido, rapportato alla accelerazione di gravità g , funzione della localizzazione sismica del sito, ovvero della sua posizione geografica su reticolo di riferimento di cui in Allegato B del D.M.14/01/2008;

S_s = fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici di riferimento, per ciascuno Stato Limite considerato;

S_T = fattore di amplificazione topografica del terreno, funzione della categoria topografica del sito e dell'ubicazione dell'opera. La sua variazione spaziale è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità, dove esso assume il valore massimo riportato in tabella, fino alla base, dove invece assume valore unitario;

Categoria Topografica	Ubicazione Opera	$S_{T(MAX)}$
T1	-	1.00
T2	Sulla sommità di un pendio	1.20
T3	Sulla cresta di un rilievo	1.20
T4	Sulla cresta di un rilievo	1.40

β = fattore di riduzione dell'accelerazione massima al suolo, che dipende dallo spostamento ammissibile del muro. Per le opere in esame, assume valori minori dell'unità, in funzione della categoria del sottosuolo, come di seguito riportato in tabella:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.29	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.18

Sotto l'ipotesi che l'opera di sostegno possa spostarsi verso valle di una quantità tale da consentire la formazione di un cuneo di terreno in condizione di equilibrio limite attivo, la spinta sismica del terreno viene valutata col metodo di Mononobe-Okabe, che estende il criterio di Coulomb in campo dinamico.

L'effetto del terreno a monte dell'opera di sostegno, si traduce quindi con la spinta attiva, che in condizioni sismiche, si valuta mediante la espressione seguente:

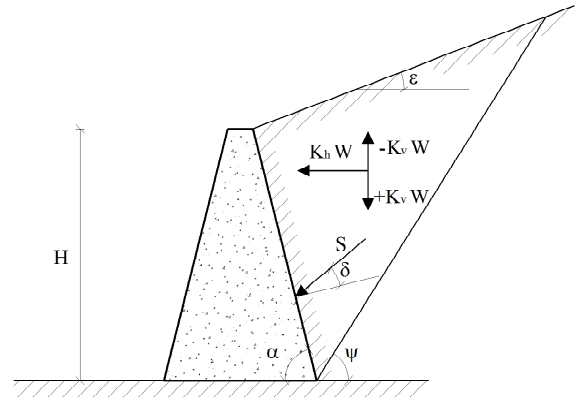
$$S_{as} = 1/2 \cdot \gamma_t \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_{as} \cdot H^2$$

in cui:

γ_t = Peso specifico del terreno;

K_{as} = Coefficiente di spinta attiva valutato con l'espressione di Mononobe-Okabe;

H = Altezza del muro dalla base della fondazione.



Metodo di Calcolo

Considerando la spinta attiva totale del terreno S_a come somma di una componente statica e di una dinamica, dovuta alla sovraspinta del sisma, essa sarà applicata in corrispondenza del punto di applicazione della risultante delle due componenti. Noto che la componente statica agisce ad una altezza pari ad $H/3$ dalla base dell'opera e che l'incremento di spinta dovuto al sisma sia applicato a $2/3 H$ dalla base, il punto di applicazione della spinta attiva totale in zona sismica sarà posto ad una altezza compresa tra **0.4 H** e **0.5 H**.

In maniera analoga, la spinta passiva in condizioni sismiche, è data dall'espressione:

$$S_{ps} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_{ps} \cdot H^2$$

in cui:

K_{ps} = **Coefficiente di spinta passiva valutato con l'espressione di Mononobe-Okabe.**

In presenza di falda lungo l'altezza del muro, bisogna tenere conto della sovraspinta idrostatica dell'acqua. Inoltre, in zona sismica, l'acqua interstiziale si muove rispetto allo scheletro solido, generando una spinta idrodinamica data dall'espressione:

$$S_{ws} = (7/12) \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$$

in cui:

k_h = **Coefficiente sismico orizzontale;**

γ_w = **Peso specifico dell'acqua;**

H_w = **Altezza del pelo libero della falda rispetto alla base del muro.**

Tale azione va applicata ad una distanza dalla base della fondazione pari a **0.4 H_w** .

In presenza di sovraccarico q , bisogna tenere conto del rispettivo contributo, valutato come:

$$S_{qs} = q \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_{as} \cdot H$$

Viene inoltre considerata la forza d'inerzia delle masse strutturali, tramite la seguente espressione:

$$F_i = k_h \cdot W$$

dove W è il peso del muro nonché del terreno e degli eventuali carichi permanenti sovrastanti la zattera di fondazione. Tale forza è applicata nel baricentro dei pesi.

Metodo di Verifica agli Stati Limite

Il metodo di verifica agli Stati Limite rappresenta la formulazione completa del criterio di verifica, che integra l'approccio semiprobabilistico verificando che gli effetti delle azioni di calcolo non superino quelli compatibili con lo stato limite considerato.

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

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. L'analisi viene effettuata in campo elastico lineare. Il criterio di verifica adottato è quello semiprobabilistico o metodo dei coefficienti parziali.

Il valore di calcolo della generica azione F è ottenuto moltiplicando il valore caratteristico F_k per il coefficiente parziale γ_F : $F_d = F_k \cdot \gamma_F$. Il valore di calcolo della generica proprietà f del materiale è ottenuto, invece, dividendo il valore caratteristico f_k per il coefficiente parziale del materiale γ_M : $f_d = f_k / \gamma_M$.

Per il calcolo delle sollecitazioni limite nelle sezioni di verifica degli elementi vengono utilizzati legami costitutivi σ - ε 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.

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, pertanto i coefficienti parziali di sicurezza risultano unitari.

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 σ - ε 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 dell'opera 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.

Si definisce **Stato Limite di Operatività (SLO)** quella condizione estrema in cui, a seguito di eventi sismici, l'opera nel suo complesso (incluso elementi strutturali, non strutturali e impianti) non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi.

Per **Stato Limite di Danno (SLD)**, invece, si intende una condizione tale che l'opera nel suo complesso possa subire danni, tali però da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere la capacità di resistenza della struttura alle azioni verticali ed orizzontali di progetto, garantendo che la costruzione possa essere immediatamente utilizzabile, pur nell'interruzione d'uso di una parte di essa o degli impianti.

Per quanto riguarda, invece gli Stati Limite Ultimi, 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 ed impiantistica e danni significativi della parte strutturale, senza però che si verifichi una perdita 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 per azioni sismiche orizzontali.

Al crescere del grado di danno, a seguito delle azioni sismiche, si passa allo **Stato Limite di Collasso (SLC)**, che rappresenta la situazione limite caratterizzata da gravi rotture e crolli per i componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi per la parte strutturale; raggiunto tale stato limite, l'opera conserva ancora un certo margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Nel caso specifico delle opere di sostegno del terreno, si considera, ai fini sismici, il solo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Verifica agli Stati Limite Ultimi per le Opere Geotecniche

Il criterio generale, che sta alla base della progettazione geotecnica agli Stati Limite, prevede la concomitanza di due problemi fondamentali per il dimensionamento delle opere geotecniche, 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 più 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, le Norme Tecniche per le Costruzioni, in linea con gli Eurocodici, distinguono in generale diverse tipologie di Stati Limite: Stati Limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), 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 Stati Limite di Equilibrio come corpo rigido (EQU), si utilizza un unico approccio progettuale e un'unica combinazione di coefficienti, utilizzando, per le azioni, quelli del gruppo (EQU) e per le resistenze, quelli del gruppo (M2).

Per le verifiche nei confronti degli Stati Limite strutturali (STR) e geotecnici (GEO), invece, sono previsti due diversi approcci progettuali, definiti appunto come "Approccio 1" e "Approccio 2", ciascuno caratterizzato dalla scelta di diversi gruppi di coefficienti da assegnare, tanto alle forze, quanto alle resistenze e ai parametri geotecnici. Per particolari tipologie di verifica, l'Approccio 2 conduce però a risultati molto meno conservativi, rispetto a quelli conseguibili con l'Approccio 1, che pertanto viene utilizzato nel calcolo delle opere in esame.

Nell'ambito del suddetto approccio progettuale, sono previste due diverse Combinazioni di gruppi di coefficienti, definiti rispettivamente per le Azioni (A), per le resistenze dei materiali (M) e per la resistenza globale del sistema (R), come di seguito sinteticamente riportato:

**Combinazione (STR): (A1 + M1 + R1)
Combinazione (GEO): (A2 + M2 + R2)**

La **Combinazione (STR)** è quella utilizzata per il dimensionamento strutturale degli elementi che costituiscono l'opera geotecnica. Applicando questa combinazione, si incrementano i carichi (mediante i coefficienti del gruppo A1) e si lasciano invariate le resistenze del terreno e quelle globali del sistema (applicando i coefficienti del gruppo M1 ed R1).

Tale Combinazione verrà utilizzata soltanto per le verifiche strutturali di resistenza degli elementi che costituiscono i muri in c.a.

La **Combinazione (GEO)**, invece, è finalizzata al dimensionamento geotecnico dell'opera, e prevede una riduzione dei valori caratteristici delle resistenze del terreno e delle resistenze globali del sistema (mediante i coefficienti del gruppo M2 ed R2), lasciando pressoché invariate le azioni (mediante i coefficienti del gruppo A2).

Quindi, per stabilire la resistenza strutturale delle opere interagenti col terreno (STR), i coefficienti (A1) vengono "combinati" con quelli (M1) ed (R1), mentre, per il dimensionamento geotecnico (GEO), i coefficienti (A2) vengono "combinati" con quelli (M2) ed (R2). A tal proposito, è opportuno precisare che nelle precedenti espressioni, il segno di addizione, sta appunto per "combinato con".

In presenza di sisma, infine, la combinazione delle azioni sismiche con le altre azioni, prevede l'utilizzo di coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni pari all'unità, mentre si richiedono coefficienti di combinazione maggiori di uno per i parametri geotecnici e per le resistenze, facendo riferimento a quelli del gruppo (M2) ed (R2). 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 quando la componente verticale del sisma è diretta verso l'alto.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza, per ognuno dei suddetti Stati Limite (EQU), (GEO), (STR), sia per le azioni, che per i parametri geotecnici del terreno, come previsti dal D.M. 14/01/08 Tabelle 6.2.I e 6.2.II, vengono di seguito riportati:

Coeff. Parziali Parametri Resistenza Terreno

Comb	tg ϕ'	c'	cu	qu
EQU	1.25	1.25	1.40	1.60
STR (M1)	1.00	1.00	1.00	1.00
GEO (M2)	1.25	1.25	1.40	1.60

Coeff. Parziali Azioni

Comb	Permanenti		Variabili	
	Sfav.	Fav.	Sfav.	Fav.
EQU	1.10	0.90	1.50	0.00
STR (A1)	1.30	1.00	1.50	0.00
GEO (A2)	1.00	1.00	1.30	0.00

Infine, 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 del presente progetto.

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 ed i prototipi, forniti dal distributore, si ritiene che il modello adottato per rappresentare le opere 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 capitoli della Relazione di Calcolo, in cui, all'inizio di ogni singola stampa, vengono riportati commenti ed ulteriori integrazioni, riferiti specificatamente ai singoli argomenti in questione e che costituiscono parte integrante della presente relazione. Il significato delle quantità e delle unità di misura, sono riportate in specifiche legende esplicative che precedono le singole tabelle di dati.

Il Tecnico

Dati Input

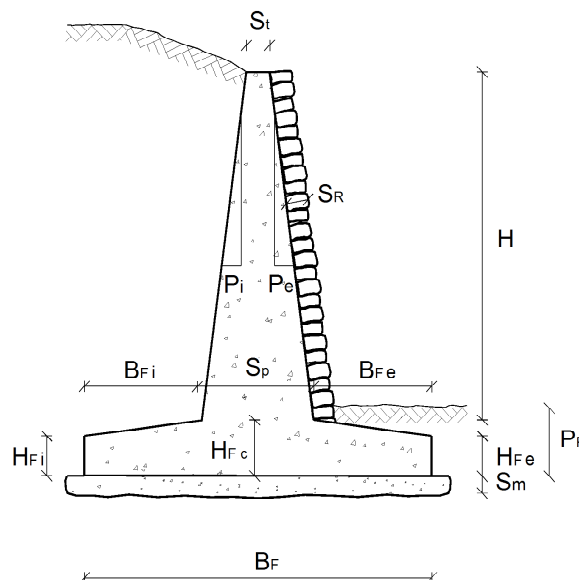
Per ogni muro del presente progetto vengono di seguito riportate le caratteristiche geometriche di elevazione e di fondazione, nonché i parametri del terreno a monte e a valle dell'opera e i relativi valori delle azioni agenti. I dati, riferiti a ciascuna sezione del muro, sono rappresentati mediante disegni che individuano graficamente i seguenti parametri:

Geometria Elevazione

- H = Altezza della Parete del Muro [cm]
 S_t, S_p = Spessore del Muro in Testa e al Piede della Parete [cm]
 P_e, P_i = Pendenza della Parete Esterna ed Interna [%]
 S_R, γ_R = Spessore [cm] e Peso Specifico [daN/m³] dell'eventuale Strato di Rivestimento

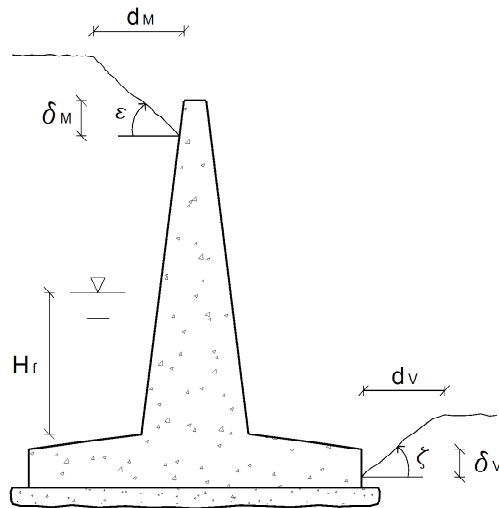
Geometria Fondazione

- B_F = Larghezza totale della Fondazione [cm]
 H_{Fc} = Altezza della Fondazione in corrispondenza della sezione centrale [cm]
 H_{Fe}, B_{Fe} = Altezza e Larghezza della Mensola Esterna di Fondazione [cm]
 H_{Fi}, B_{Fi} = Altezza e Larghezza della Mensola Interna di Fondazione [cm]
 P_F = Profondità del Piano di Fondazione [cm]
 S_m = Spessore dello Strato di Magrone [cm]



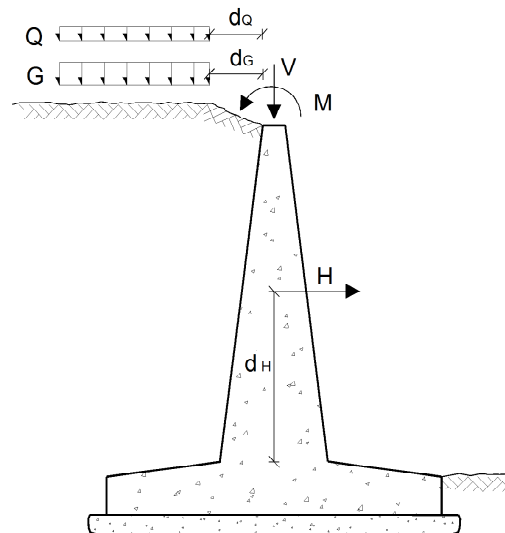
Geometria Terreno

- ε = Angolo di Inclinazione del Terreno lato Monte del Muro [grad]
 d_M = Distanza dalla Testa del Muro del Tratto Orizzontale di Terreno [cm]
 δ_M = Abbassamento del Terreno lato Monte, rispetto alla Testa del Muro [cm]
 ζ = Angolo di Inclinazione del Terreno lato Valle del Muro [grad]
 d_V = Distanza dalla Fondazione del Muro del Tratto Orizzontale di Terreno [cm]
 δ_V = Abbassamento del Terreno lato Valle, rispetto all'Estradosso della Fondazione [cm]
 H_f = Altezza della Falda, rispetto alla Base del Muro [cm]

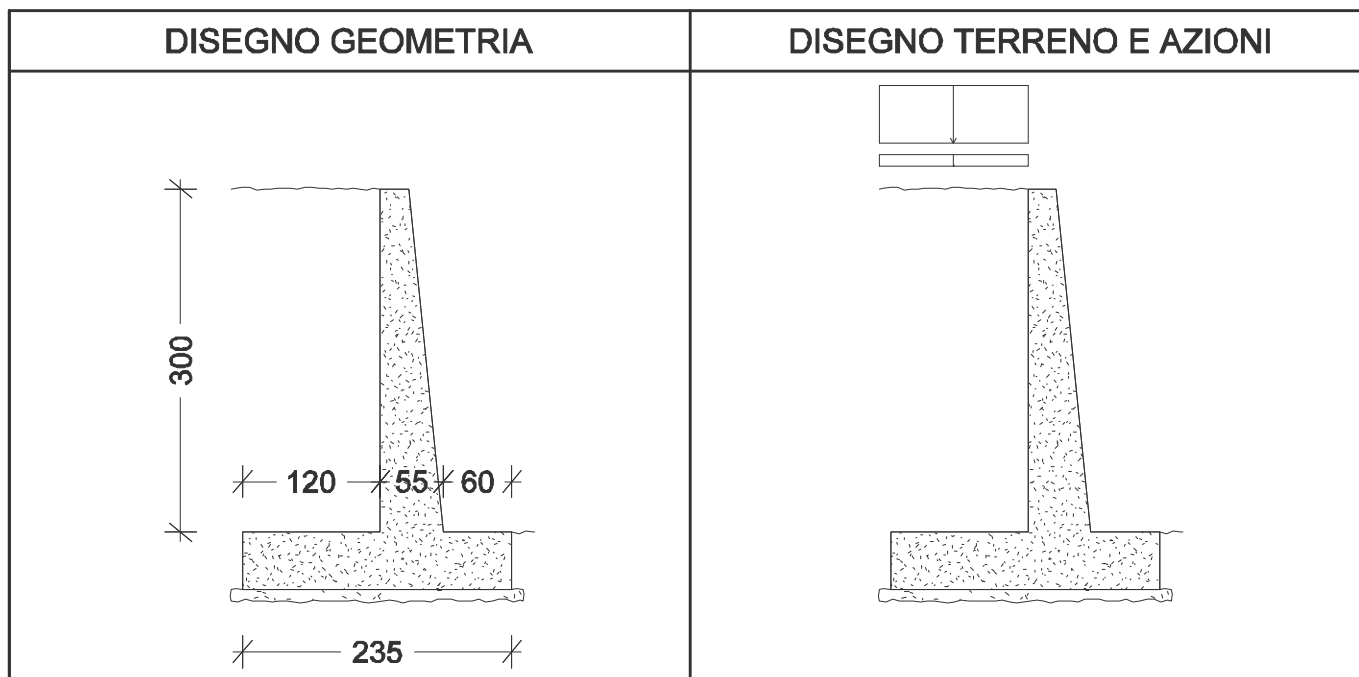


Azioni

- G, d_G = 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 [daN m]



Muro 1 - muro 3m

*Muro 1 - muro 3m**Dati Geometria Elevazione*

Parete		
Altezza (H)	[cm]	300
Spessore in Testa (S)	[cm]	25
Spessore al Piede (S)	[cm]	55
Pendenza Esterna (R)	[%]	10
Pendenza Interna (R)	[%]	0

Dati Geometria Fondazione

Larghezza (B _F)	[cm]	235
Altezza (H _F)	[cm]	50
Larghezza Mensola Esterna (B _e)	[cm]	60
Larghezza Mensola Interna (B _i)	[cm]	120
Profondità Mensola Esterna (R)	[cm]	50
Spessore Strato Magrone (S)	[cm]	10

Dati Terreno

Angolo di Inclinazione a Monte (ε)	[grd]	0
Angolo di Inclinazione a Valle (ζ)	[grd]	0
Abbassamento a Valle (δ _v)	[cm]	0

Dati Azioni

Forza Verticale in Testa (V)	[daN]	0
Momento Flett. in Testa (M)	[daN m]	0
Forza Orizzontale		
Intensità (H)	[daN]	0
Quota di Applicazione (d _H)	[cm]	0
Carico Permanente		
Intensità (G)	[daN/m]	200
Distanza dalla Testa del Muro (d)	[cm]	0
Carico Variabile		
Intensità (Q)	[daN/m]	1000
Distanza dalla Testa del Muro (d)	[cm]	0

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Azioni e Resistenze di Calcolo

Nell'ambito delle verifiche allo Stato Limite Ultimo, bisogna considerare i valori di calcolo dei parametri di resistenza del terreno e delle azioni, calcolati partendo da quelli caratteristici e applicando gli opportuni coefficienti parziali di sicurezza, rispettivamente γ_M per i parametri di resistenza e γ_F per le azioni.

In particolare, per le combinazioni sismiche (S+) ed (S-) successivamente riportate, le azioni devono essere prese con i loro valori caratteristici, mentre i parametri di resistenza del terreno, così come le resistenze globali, devono essere assunte con il loro valore di calcolo, applicando i rispettivi coefficienti parziali.

Terreno

Per ciascuna tipologia di terreno definita nel presente progetto, si riportano in tabella i valori di calcolo dei seguenti parametri di resistenza, riferiti a tutte le combinazioni di carico adottate agli Stati Limite:

- γ = **Peso Specifico [daN/m³]**
 ϕ, δ = **Angolo Attrito Interno e Attrito Terra-Muro [grd]**
 f_a = **Fattore Attrito Terra-Muro**
 c, c_u = **Coesione drenata e non drenata [daN/cm²]**

Comb.	γ [daN/m ³]	ϕ [grd]	δ [grd]	f_a	c	c_u [daN/cm ²]
STR	1800	33	22	0.65	0.10	0.00
GEO	1800	27	18	0.52	0.08	0.00
EQU	1800	27	18	0.52	0.08	0.00
S+	1800	27	18	0.52	0.08	0.00
S-	1800	27	18	0.52	0.08	0.00

Azioni

Per ciascun muro del progetto, si riportano i valori di calcolo delle seguenti azioni agenti, distinguendo tra carichi permanenti e variabili:

- G, Q = **Sovraccarico Distribuito sul Terreno [daN/m]**
 H = **Forza Orizzontale Lungo la Parete [daN]**
 V, M = **Forza Verticale e Momento Flettente in Testa [daN]**

Muro 1 - muro 3m

Carichi	Comb.	(G, Q) [daN/m]	H [daN]	V [daN]	M [daN m]
Permanenti	STR	260	0	0	0
	GEO	200	0	0	0
	EQU	220	0	0	0
Variabili	STR	1500	0	0	0
	GEO	1300	0	0	0
	EQU	1500	0	0	0

Spinte e Forze

Per ogni muro del presente progetto vengono riportati i valori rappresentativi del sistema di forze agenti, per effetto delle quali verranno 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 precedente capitolo di pertinenza.

I dati, riferiti a ciascuna sezione del muro, sono rappresentati mediante istogrammi che individuano graficamente i contributi delle spinte e delle forze agenti per ogni combinazione di carico adottata, nonché richiamati in specifiche tabelle che riportano i seguenti valori:

K_a, K_p	=	Coefficiente di Spinta Attiva/Passiva
S_a	=	Spinta del Terreno [daN]
S_c	=	Controspinta da Coesione [daN]
S_q	=	Spinta Sovraccarico [daN]
S_w, S_{ws}	=	Spinta Idrostatica/Idrodinamica [daN]
S_p, S_{pm}	=	Spinta Passiva Totale/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]

Ai fini della valutazione delle forze agenti sul muro, si è tenuto conto dei seguenti parametri di calcolo, la cui entità incide sulla stabilità dell'opera e sulla valutazione delle spinte del terreno:

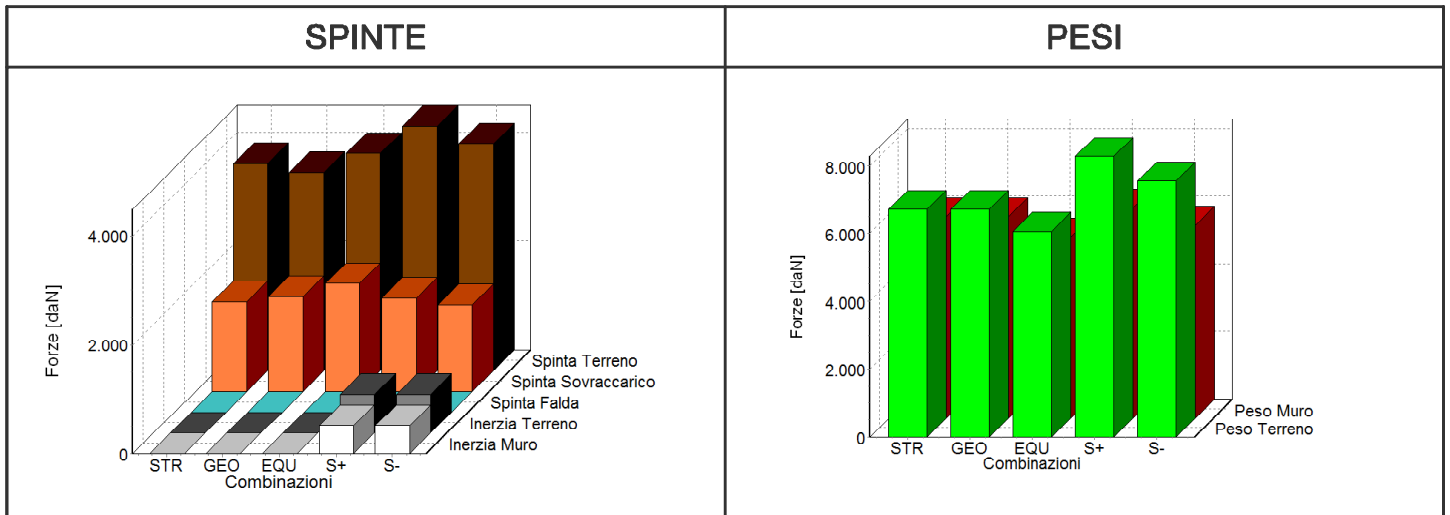
- **Spinta passiva sullo sperone di fondazione a valle;**
- **Controspinta dovuta alla coesione;**
- **Coesione a scorrimento dell'opera sul piano di appoggio della fondazione.**

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

Parametri di Elaborazione

Percentuale Contributo Spinta Passiva [%]	10
Percentuale Spinta Statica Coesione [%]	0
Percentuale Coesione a Scorrimento [%]	50

Muro 1 - muro 3m



Spinte e Forze sul Muro

Comb.	K _a	K _p	S _a [daN]	S _c [daN]	S _q [daN]	S _w [daN]	S _{ws} [daN]	S _p [daN]	S _{pm} [daN]	W _M [daN]	F _{iM} [daN]	W _T [daN]	F _{iT} [daN]	W _F [daN]	F _{iF} [daN]
STR	0.26	3.39	3790	0	1629	0	---	762	76	3000	---	6720	---	2937	---
GEO	0.33	2.71	3621	0	1724	0	---	609	60	3000	---	6720	---	2937	---
EQU	0.33	2.71	3984	0	1977	0	---	548	54	2700	---	6048	---	2643	---
S+	0.39	4.47	4483	---	1707	0	0	1049	104	3133	267	8273	706	3068	262
S-	0.40	4.43	4166	---	1587	0	0	951	95	2866	267	7566	706	2806	262

Verifiche di Stabilità

Per effettuare la verifica di stabilità del muro, note le forze che sollecitano l'opera di sostegno, bisogna 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 calcolo di Azioni e Resistenze, precedentemente definite.

Le verifiche di stabilità, con riferimento ai meccanismi di collasso che si possono avere per le opere di sostegno, 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. In particolare, si distinguono Stati Limite di Equilibrio (EQU) come corpo rigido, per quanto riguarda il solo meccanismo di collasso per ribaltamento e Stati Limite Ultimi di tipo Geotecnico (GEO), per tutti gli altri.

La verifica di Ribaltamento dell'opera, non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno, ma implica instabilità dell'opera come corpo rigido, pertanto si considera una particolare combinazione di coefficienti, utilizzando per le azioni quelli del gruppo (EQU) e per i parametri di resistenza del terreno, quelli del gruppo (M2).

Sono invece classificabili come Stati Limite di tipo Geotecnico tutti quelli che comportano lo scorrimento sul piano di posa del muro, il collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno e la perdita di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

Per le verifiche geotecniche di stabilità, che presuppongono il raggiungimento della resistenza del terreno, quali Scorrimento, Collasso per superamento del Carico Limite ("Collasso Terreno" nelle tabelle seguenti) e Stabilità Globale, l'analisi viene condotta utilizzando la Combinazione (GEO) (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 (R2) sono unitari (fatta eccezione per la verifica di Stabilità Globale) e 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 al relativo paragrafo della parte introduttiva della presente Relazione di Calcolo, mentre, quelli da applicare alle resistenze globali (R) del sistema, sono specifici per ogni tipo di verifica e sono riportati nella seguente tabella, con riferimento alla sola Combinazione (GEO), qui presa in esame:

Coefficienti Parziali Resistenze

	Ribaltamento	Scorrimento	Collasso Terreno	Stabilità Globale
GEO (R2)	1.00	1.00	1.00	1.10

In generale, detto R_d l'effetto delle azioni resistenti ed S_d quello delle sollecitanti, per le verifiche di stabilità di cui sopra (Scorrimento, Ribaltamento, Collasso per Carico Limite e Stabilità Globale) deve essere verificata la condizione:

$$R_d > S_d$$

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

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.

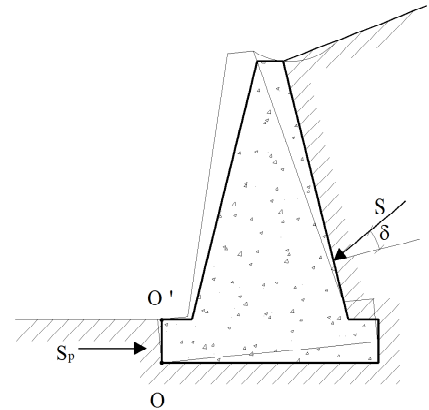
Il momento stabilizzante R_d e quello ribaltante S_d vengono calcolati mediante le seguenti espressioni:

$$R_d = (1/\gamma_R) \cdot \sum F_v \cdot b$$

$$S_d = \sum F_h \cdot h - \sum S_y \cdot d$$

dove:

- γ_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, imposto dalle norme.

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 è data dalla relazione:

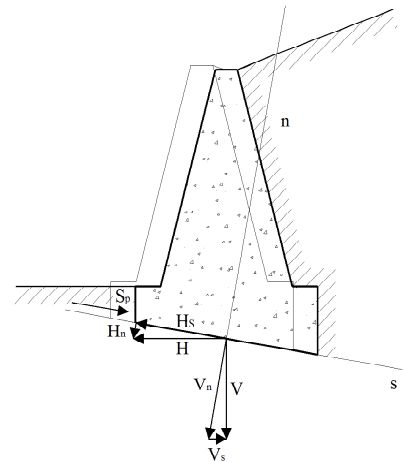
$$R_d = (1/\gamma_R) \cdot [(N_y + T_y) \cdot \theta + N_x + \alpha Sp + \beta c]$$

L'azione sollecitante S_d è pari a:

$$S_d = T_x$$

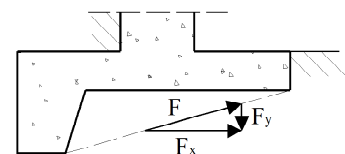
dove:

- γ_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
- θ = Fattore di attrito terreno-fondazione
- αSp = Frazione di Spinta Passiva
- βc = Frazione di Coesione
- Sp = Spinta Passiva



Nel caso in cui sia presente un dente di fondazione, la superficie di scorrimento è costituita da un tratto inclinato congiungente il punto più esterno della fondazione con il punto più interno della base del dente.

Le azioni risultanti vengono scomposte in due componenti, proporzionalmente all'ampiezza dei due tratti orizzontale e verticale, proiezioni della superficie di scorrimento stessa.



Risultati Verifiche al Ribaltamento e allo Scorrimento*Muro 1 - muro 3m*

Ribaltamento(/m)				Scorrimento(/m)			
Comb.	R _d [daN·m]	S _d [daN·m]	γ _s	Comb.	R _d [daN]	S _d [daN]	γ _s
EQU	16237	5111	3.18	GEO	14301	5026	1.71
S+	21041	7064	2.98	S+	16380	7027	1.38
S-	19243	6705	2.87	S-	15008	6612	1.36

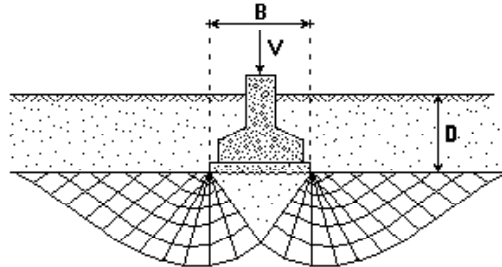
Verifica al Collasso per Carico Limite Terreno

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 é valutato secondo l'espressione di Brinch-Hansen, per terreni con attrito e coesione:

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

Il primo termine rappresenta l'effetto del terreno soprastante il piano di posa, di altezza D e di peso specifico γ , 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 γ si intendono determinati in condizioni drenate, dato che si desidera effettuare una verifica a lungo termine nella condizione, quindi, di sostanziale dissipazione delle sovrappressioni. I valori di N_q , N_c e N_γ sono i coefficienti di carico limite e vengono calcolati in funzione dell'angolo d'attrito φ :

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi$$

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.

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

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

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

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

L, B, D, α° = Lunghezza, larghezza, profondità ed inclinazione fondazione

H, V = Forze orizzontali, verticali in fondazione

$c, \gamma, \varphi, \beta^\circ$ = Coesione, Peso Specifico, Angolo Attrito e Inclinazione terreno fondazione

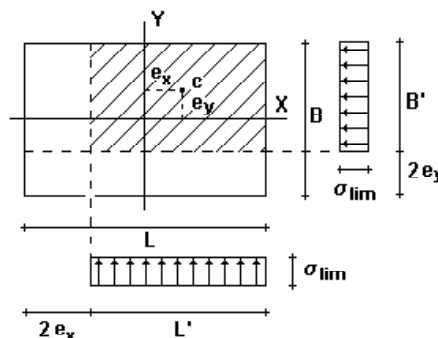
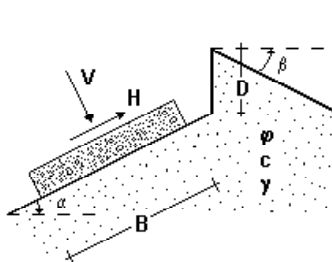
$k = \arctan(D/B)$ se $D > B$ oppure (D/B) se $D \leq B$

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

θ = 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 terreno puramente coesivo ($\varphi = 0$ e $c = c_u$), l'espressione del carico limite diventa la seguente:

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

dove:

$$N_q = 1$$

$$N_c^0 = 5.14$$

$$N_\gamma = -2 \cdot \text{sen } \beta$$

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

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

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

La Resistenza al Collasso per Carico Limite e l'Azione Sollecitante sulla fondazione sono rispettivamente:

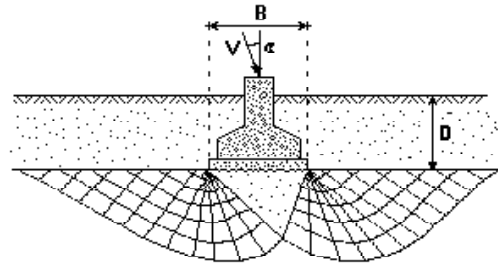
$$R_d = (1/\gamma_R) \cdot (q_{lim} \cdot B \cdot L) \quad S_d = \sum Fv$$

dove con Fv 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 Mayerhof, 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_γ), 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_γ 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_γ in funzione dell'inclinazione Θ , 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_γ per il coefficiente correttivo:

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

È importante quindi, in accordo a quanto prescritto dalle norme, 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.

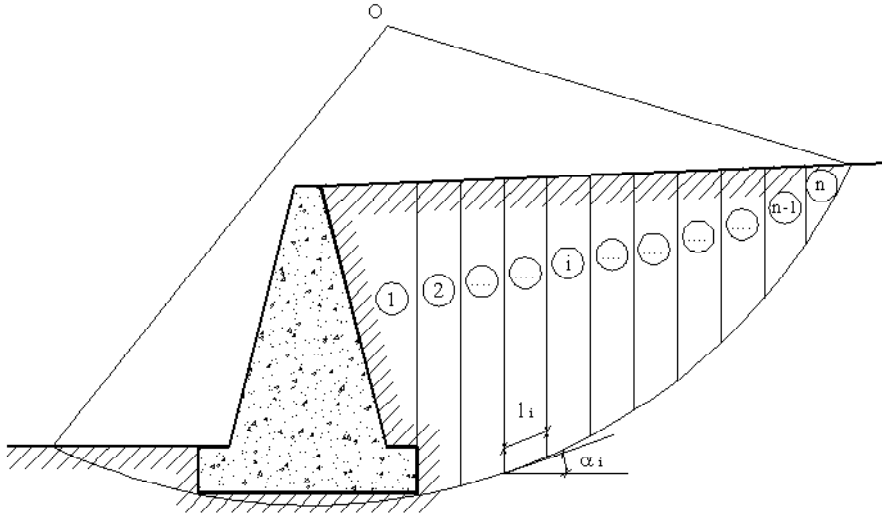
Risultati Verifica al Collasso per Carico Limite Terreno**Muro 1 - muro 3m**

Comb.	B [m]	N _q	N _c	N _γ	i _q	i _c	i _γ	d _q	d _c	d _γ	b _q	b _c	b _γ	g _q	g _c	g _γ	Q _{lim} [daN]	Q _{es} [daN]	γ _s
GEO	2.04	13.86	24.76	15.45	0.54	0.50	0.39	1.07	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	59768	15861	3.77
S+	1.69	13.86	24.76	15.45	0.39	0.34	0.24	1.09	1.12	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	31452	16380	1.92
S-	1.65	13.86	24.76	15.45	0.38	0.33	0.24	1.09	1.12	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	29763	15008	1.98

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:

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

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

$$\gamma_s = R_d / S_d$$

dove:

- R_d = Resistenza al Taglio
- S_d = Taglio Sollecitante
- γ_s = Coefficiente di sicurezza nei confronti della verifica
- γ_R = Coefficiente parziale sulle resistenze per la verifica
- c, ϕ = 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 tabelle successive vengono riportate, inoltre, le seguenti grandezze per ciascun concio elementare che compone la superficie di scorrimento:

- H_i, hw_i = Altezza Totale e della Falda, misurate rispetto al punto medio del concio
- N_i = Componente Normale della Reazione del terreno alla base, pari a $W_i \cdot \cos \alpha_i$
- U_i = Risultante della Pressione idrostatica, pari a $u_i \cdot \delta l_i$
- T_i = Componente Tangenziale della Reazione del terreno alla base, pari a $c \cdot \delta l_i + (N_i - U_i) \cdot \operatorname{tg} \phi$
- S_i = Risultante dell'Azione Sollecitante, pari a $W_i \cdot \sin \alpha_i$

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.

Risultati Verifica di Stabilità Globale

Muro 1

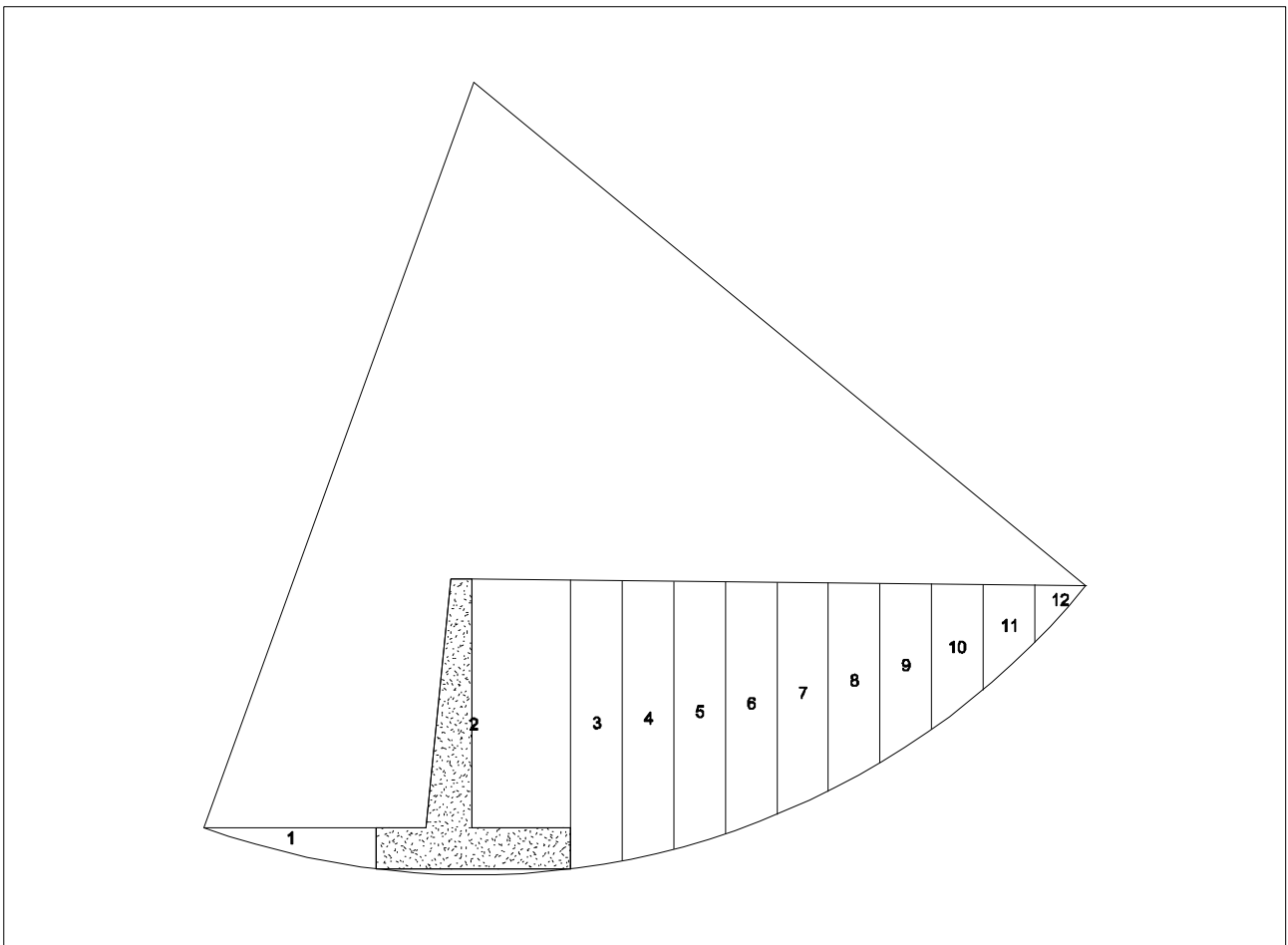
Comb.	R _d [daN]	S _d [daN]	γ _s
GEO	26427	9614	2.75
S+	32957	12402	2.66
S-	32245	12402	2.60

Dati Generali Pendio

Numero dei conci	12
Larghezza dei conci [m]	0.62
Raggio cerchio critico [m]	9.57
Lunghezza arco cerchio critico [m]	8.46

Tabella Valori

Concio N.	H _i [m]	δ _i [m]	cδ _i [daN/m]	W _i [daN]	α _i [grd]	N _i [daN]	hw _i [m]	U _i [daN]	T _i [daN]	S _i [daN]
1	0.25	1.47	1174	620	-19.92	583	0.00	0	378	-211
2	3.50	2.35	1880	14301	0.00	14301	0.00	0	9287	0
3	3.38	0.63	504	3915	8.93	3868	0.00	0	2511	608
4	3.26	0.64	510	3782	12.73	3689	0.00	0	2395	833
5	3.10	0.65	519	3599	16.58	3450	0.00	0	2240	1027
6	2.89	0.66	531	3365	20.51	3152	0.00	0	2046	1179
7	2.64	0.68	547	3076	24.54	2798	0.00	0	1816	1278
8	2.32	0.71	567	2727	28.71	2391	0.00	0	1552	1310
9	1.95	0.74	594	2309	33.06	1936	0.00	0	1256	1259
10	1.51	0.79	628	1815	37.62	1437	0.00	0	933	1108
11	0.99	0.84	675	1229	42.49	906	0.00	0	587	830
12	0.36	0.93	740	528	47.78	355	0.00	0	230	391



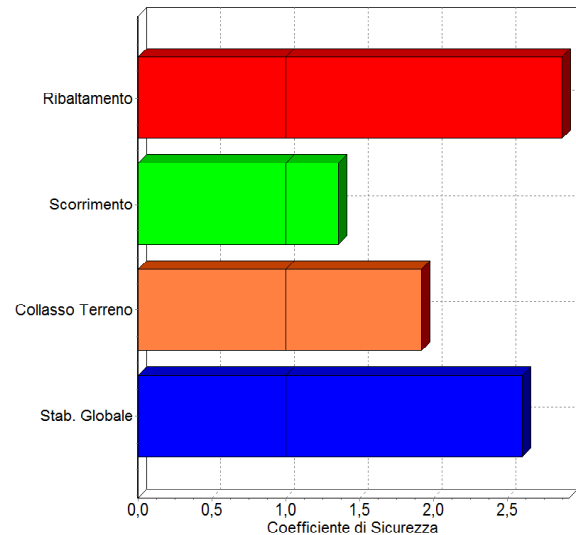
Riepilogo Verifiche di Stabilità

Per ogni muro del presente progetto, si riporta un riepilogo relativo all'esito delle verifiche di stabilità effettuate, quali Ribaltamento, Scorrimento, Collasso per Carico Limite Terreno (indicata alla voce "Collasso Terreno" nelle tabelle seguenti) e Stabilità Globale.

Le tabelle riportano, per ciascuna combinazione, i valori medi delle risultanti delle azioni resistenti $R_{d,Med}$ e sollecitanti $S_{d,Med}$, nonché i corrispondenti coefficienti di sicurezza γ_s . Le azioni sono calcolate al metro di muro e, nel caso di opera avente lunghezza definita, riferite inoltre all'intero sviluppo del muro ($R_{d,Tot}$ e $S_{d,Tot}$). Gli istogrammi mostrano il coefficiente di sicurezza minimo tra quelli calcolati per le diverse combinazioni; il muro è in sicurezza, nei confronti della verifica considerata, quando il valore risulta pari o maggiore di uno.

Muro 1

Ribaltamento [daN·m]			
Comb.	$R_{d,Med}/m$	$S_{d,Med}/m$	γ_s
EQU	16237	5111	3.18
S+	21041	7064	2.98
S-	19243	6705	2.87
Scorrimento [daN]			
GEO	14301	5026	1.71
S+	16380	7027	1.38
S-	15008	6612	1.36
Collasso Terreno [daN]			
GEO	59768	15861	3.77
S+	31452	16380	1.92
S-	29763	15008	1.98
Stabilità Globale [daN]			
GEO	26427	9614	2.75
S+	32957	12402	2.66
S-	32245	12402	2.60



Verifiche di Resistenza Strutturale

Generalità

Nelle stampe che seguono, vengono riportati, per ciascuna sezione dei muri in cemento armato del progetto, il dimensionamento e la verifica delle armature.

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 calcolo della generica proprietà f del materiale è ottenuto dividendo il valore caratteristico f_k per il coefficiente parziale del materiale γ_M : $f_d = f_k / \gamma_M$. I fattori di sicurezza parziali γ_M dei materiali valgono:

$$\gamma_c = 1.5 \text{ (per il calcestruzzo)}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (per l'acciaio)}$$

Il metodo di calcolo utilizzato, per il progetto delle armature e la verifica di resistenza delle opere in cemento armato, è quello semiprobabilistico allo stato limite ultimo, con le ipotesi fondamentali di complanarità della sezione, con resistenza nulla del calcestruzzo teso e con moduli elastici dei materiali costanti.

Diagrammi costitutivi di calcolo

Come legami costitutivi σ - ε dei materiali vengono utilizzati legami di tipo non lineare, così come indicato dalle Normative nazionali e dagli Eurocodici.

Calcestruzzo

Per il calcestruzzo, si è adottato il diagramma tensione-deformazioni "parabola-rettangolo", costituito da un tratto parabolico, con asse parallelo a quello delle tensioni, ed uno costante.

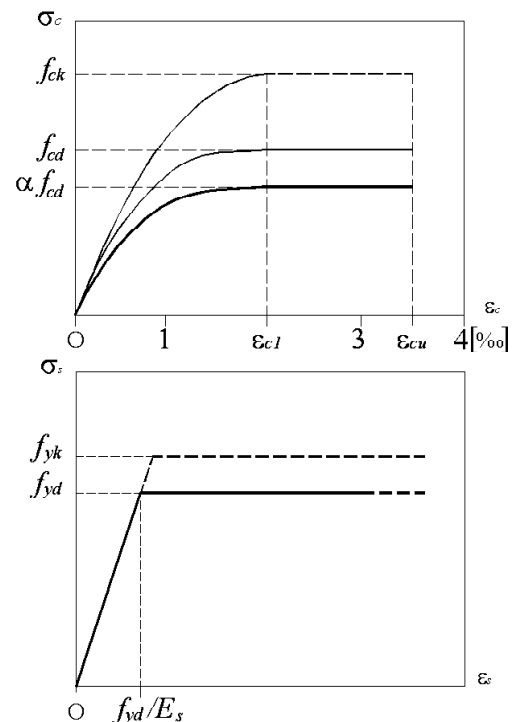
Il vertice della parabola, di tale diagramma costitutivo, ha ascissa $\varepsilon_{c1} = 0.2\%$, mentre l'estremità del segmento di retta ha ascissa $\varepsilon_{cu} = 0.35\%$, a cui corrisponde la deformazione limite massima; l'ordinata massima del diagramma è pari alla resistenza a compressione di calcolo $\alpha \cdot f_{cd}$ ottenuta mediante una riduzione della resistenza caratteristica f_{ck} secondo il fattore α / γ_c con $\alpha = 0.85$ per tener conto dell'effetto dei carichi di lunga durata.

Acciaio

Per l'acciaio, invece, come legame costitutivo, si è adottato il diagramma di tipo elastico perfettamente plastico, denominato triangolo-rettangolo, ottenuto a partire dal diagramma caratteristico idealizzato, dividendo la tensione caratteristica f_{yk} per il coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio γ_s .

Il limite di proporzionalità lineare è dato dalla tensione di snervamento di calcolo f_{yd} che dipende dall'acciaio utilizzato e alla quale corrisponde la deformazione ε_{yd} .

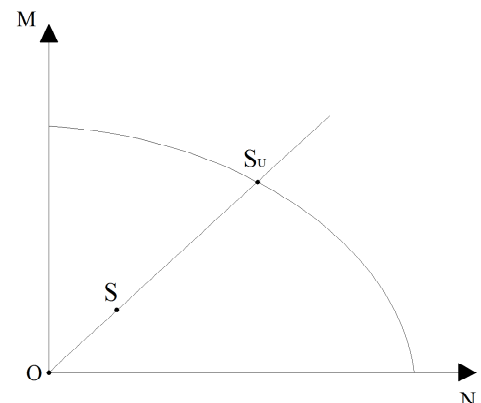
Il legame costitutivo dell'acciaio risulta essere simmetrico, in quanto il materiale presenta lo stesso comportamento sia a trazione che a compressione.



Criteri di Verifica allo Stato Limite Ultimo

La verifica allo Stato Limite Ultimo per la coppia di sollecitazioni costituita da Sforzo Normale e Momento Flettente (N, M), viene condotta costruendo, per ogni elemento strutturale del muro di sostegno, un dominio di resistenza, che in tal caso è di tipo piano, fissando un diagramma limite di deformazione e risalendo alle tensioni corrispondenti, tramite i legami costitutivi, non lineari, per ottenere 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_u "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 $(O, S_u)/(O, S)$ 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.

Flessione Composta

Il raggiungimento dello stato limite ultimo per l'elemento strutturale soggetto a sforzo normale e flessione avviene, in generale, quando il calcestruzzo ha raggiunto il valore limite di deformazione, in corrispondenza della tensione di rottura a compressione. Difatti, essendo la deformazione associata alla tensione di rottura dell'acciaio molto più alta di quella limite per il calcestruzzo, si è visto, sperimentalmente, che è praticamente impossibile che la sezione in c.a. vada in crisi per la rottura dell'acciaio.

Particolare rilievo assume, inoltre, il raggiungimento del limite di snervamento per l'acciaio, oltre il quale non è possibile contare su ulteriori riserve di resistenza del materiale, ma solo di deformazione, fino alla rottura.

Taglio

Una volta individuate le armature necessarie che soddisfano la verifica a flessione, il programma procede con la verifica al Taglio che risulta soddisfatta fin tanto che il valore di calcolo del taglio sollecitante l'elemento non risulti inferiore al valore del taglio resistente.

Criteri di Dimensionamento delle Armature

Per ciascuna sezione dei muri in progetto vengono calcolate le aree necessarie di ferro, mediante formule dirette di semiprogetto. Vengono, quindi, disposte le armature utilizzando le aree commerciali relative ai tondini scelti, soddisfacendo sia i minimi imposti dalle normative che quelli dettati dalle specifiche di progetto, definite dal progettista in apposite schede di progetto, di seguito riportate, in cui vengono indicate le caratteristiche dei ferri da utilizzare nel progetto dei muri in c.a., sia in elevazione e in fondazione.

Le verifiche degli elementi strutturali, vengono quindi effettuate considerando l'effettiva armatura disposta.

Schede Progettazione Armature Muri

Codice	1
Copriferro Tondino Long. Elevazione [cm]	3
Diametro Tondino Interno Elevazione [mm]	12
Diametro Tondino Esterno Elevazione [mm]	12
Diametro Tondino Ripartiz. Elevazione [mm]	8
Interferro Max Tond. Int. Elevazione [cm]	25
Interferro Max Tond. Est. Elevazione [cm]	25
Interferro Max Tond. Ripartiz. Elevazione [cm]	25
N.Minimo 1° Moncone Elevazione	0
N.Minimo 2° Moncone Elevazione	0
Lungh. Pieg. Estremo Monconi Elevazione [cm]	30
Angolo Pieg. Estremo Monconi Elevazione [grd]	45
Copriferro Tondino Long. Fondazione [cm]	3
Diametro Tondino Inferiore Fondazione [mm]	12
Diametro Tondino Superiore Fondazione [mm]	12
Diametro Tondino Ripartiz. Fondazione [mm]	10
Interferro Max Tond. Sup. Fondazione [cm]	25
Interferro Max Tond. Inf. Fondazione [cm]	25
Interferro Max Tond. Ripartiz. Fondazione [cm]	25

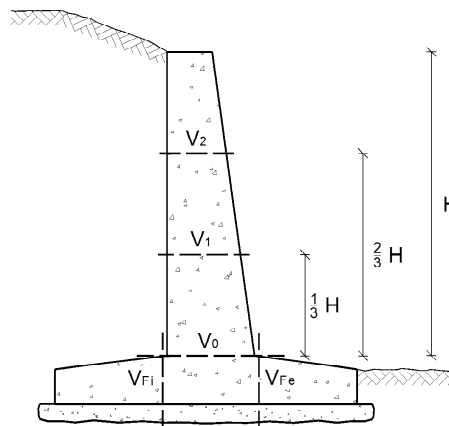
Verifiche di Resistenza

Facendo riferimento alle combinazioni precedentemente definite, (STR), (S+), (S-), nelle tabelle seguenti vengono riportati per ogni muro del progetto:

- Verifica = **Descrizione dell'elemento considerato per la verifica**
- M, N = **Momento Flettente e Sforzo Normale**
- $A_{f,t}$, $A_{f,c}$ = **Area Ferri di Armatura in zona tesa e in zona compressa**
- ε_c , ε_f = **Deformazioni Max di lavoro del Calcestruzzo e dell'Acciaio**
- λ = **Coefficiente minimo di sicurezza**
- T, τ_c = **Sforzo Tagliante e Tensione Tangenziale massima dovuta a Taglio**
- E = **Esito della Verifica: "V" se risulta verificato, "-" se non verificato**

Le verifiche vengono condotte con riferimento agli elementi strutturali di seguito elencati e rappresentati nel successivo schema grafico:

- V_{Fe} , V_{Fi} = **Verifica all'Incastro delle Mensole di Fondazione Esterna ed Interna**
- V_0 = **Verifica al Piede della Parete**
- V_1 , V_2 = **Verifica ad Un Terzo e a Due Terzi dell'Altezza della Parete**



Muro 1 - muro 3m - Scheda Muri n. 1

Verifica	M [daN·m]	N [daN]	$A_{f,t}$ [cm ²]	$A_{f,c}$ [cm ²]	ε_c [0]	ε_f [0]	λ	T [daN]	τ [daN/cm ²]	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	1639	0	4.52	4.52	0.17	2.05	4.88	5252	1.17	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	-2862	0	4.52	4.52	0.30	3.58	2.79	-3923	0.87	V
Parete al Piede (V0)	5457	4592	4.52	4.52	0.25	2.95	3.39	3876	0.78	V
Parete ad 1/3 H (V1)	1374	2497	4.52	4.52	0.09	0.71	14.04	2006	0.50	V
Parete a 2/3 H (V2)	245	1011	4.52	4.52	0.03	0.11	95.11	714	0.23	V

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.

Bisogna pertanto 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

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

I valori caratteristici dei parametri di resistenza del terreno e delle azioni, sono già rispettivamente richiamati nei corrispondenti paragrafi della Relazione Generale e della Relazione di Calcolo.

Per quanto riguarda, invece, i valori caratteristici delle spinte agenti, per ciascuna sezione del muro, si riportano:

S_a = Spinta del Terreno [daN]
 S_c = Controspinta da Coesione [daN]
 S_q = Spinta Sovraccarico [daN]
 S_w = Spinta Idrostatica [daN]
 S_p, S_{pm} = Spinta Passiva Totale/Mobilitata [daN]
 W_M = Peso del Muro [daN]
 W_T = Peso Terreno e Sovraccarico su Fondazione Interna [daN]
 W_F = Peso della Fondazione [daN]

Muro 1 - muro 3m

Spinte e Forze sul Muro

S_a [daN]	S_c [daN]	S_q [daN]	S_w [daN]	S_p [daN]	S_{pm} [daN]	W_M [daN]	W_T [daN]	W_F [daN]
2915	---	1110	0	762	76	3000	7920	2937

Verifiche di Tensione

La verifica delle tensioni di esercizio consente di limitare 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, controllare che le tensioni di lavoro massime, σ_c nel calcestruzzo compresso e σ_f nell'acciaio teso, rispettino le seguenti condizioni:

$$\begin{aligned} \sigma_c &\leq 0.60 f_{ck} \text{ per combinazione "Rara"} \\ \sigma_c &\leq 0.45 f_{ck} \text{ per combinazione "Quasi - Permanente"} \end{aligned}$$

$$\sigma_f \leq 0.80 f_{yk} \text{ per combinazione "Rara" e "Quasi - Permanente"}$$

Nel caso specifico di muri di sostegno, si assumono unitari i coefficienti di combinazione ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 , quindi le combinazioni Rara e Quasi - Permanente, di fatto, coincidono.

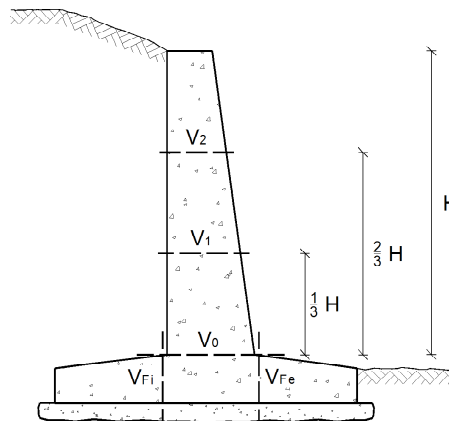
Pertanto, la verifica delle tensioni di esercizio si effettuerà con riferimento alla sola combinazione Quasi - Permanente, essendo previsto per essa l'utilizzo di tensioni di lavoro massime dei materiali più restrittive.

Nelle tabelle seguenti vengono riportati per ogni muro del progetto:

- Verifica = **Descrizione dell'elemento considerato per la verifica**
 N, M = **Sforzo Normale e Momento Flettente, per la combinazione di carico Quasi - Permanente**
 σ_c, σ_f = **Tensione massima di lavoro del Calcestruzzo e dell'Acciaio**
 λ_c, λ_f = **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, "-" se non verificato**

Le verifiche vengono condotte con riferimento agli elementi strutturali di seguito elencati e rappresentati nel successivo schema grafico:

- V_{Fe}, V_{Fi} = **Verifica all'Incastro delle Mensole di Fondazione Esterna ed Interna**
 V_0 = **Verifica al Piede della Parete**
 V_1, V_2 = **Verifica ad Un Terzo e a Due Terzi dell'Altezza della Parete**



Muro 1 - muro 3m

Verifica	M [daN·m]	N [daN]	σ_c [daN/cm ²]	σ_f [daN/cm ²]	λ_c	λ_f	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	1068	0	12	2093	9.34	1.72	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	-1317	0	15	2581	7.47	1.39	V
Parete al Piede (V0)	2795	4159	22	2182	5.09	1.65	V
Parete ad 1/3 H (V1)	964	2344	11	1084	10.19	3.32	V
Parete a 2/3 H (V2)	166	958	2	86	56.02	41.86	V

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.

Tali spostamenti devono essere determinati facendo riferimento ai valori caratteristici delle azioni e delle resistenze dei materiali.

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:

$$W_{\text{tot}} = \sum_{i=1}^N (\Delta\sigma_i \cdot \Delta z_i) / E_i$$

dove si è indicato, per ogni strato:

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

Δz_i = **Spessore Strato Terreno**

E_i = **Modulo Elastico del terreno**

Per ogni muro del presente progetto, nella seguente tabella vengono riportati, riferiti a ciascuna sezione, i Cedimenti Elastici in Fondazione, espressi in cm.

Cedimento Elastico Fondazione

Muro N.	W _{tot} [cm]
1	0.28

Verifiche di Fessurazione

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

Nel caso in esame, in funzione del tipo di acciaio utilizzato, il copriferro minimo che deve essere garantito, per avere un'adeguata protezione delle armature, in base all'ambiente di esposizione del calcestruzzo, è di seguito riportato:

Classe di resistenza	C25/30
Ambiente	XC1
Copriferro minimo [mm]	25

Inoltre, le Norme impongono di non superare un adeguato stato limite di fessurazione, adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni e alla sensibilità delle armature alla corrosione. In ordine di severità crescente, si distinguono i seguenti stati limite di fessurazione:

- **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.

In base alle prescrizioni normative, 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:

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

essendo f_{ctm} la resistenza media a trazione, precedentemente definita al capitolo di pertinenza.

Il valore limite di apertura della fessura, invece, può assumere uno dei tre valori seguenti, come previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

La scelta del valore limite deve essere fissato, come prima accennato, 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	Combinazioni di Carico	Armature Sensibili		Armature Poco Sensibili	
		Stato Limite	$w_d \leq$	Stato Limite	$w_d \leq$
Ordinarie	Frequente	apertura fessure	w_2	apertura fessure	w_3
	Quasi - Permanente	apertura fessure	w_1	apertura fessure	w_2
Aggressive	Frequente	apertura fessure	w_1	apertura fessure	w_2
	Quasi - Permanente	decompressione	-	apertura fessure	w_1
Molto Aggressive	Frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	w_1
	Quasi - Permanente	decompressione	-	apertura fessure	w_1

Ricordiamo che, relativamente alla sensibilità delle armature alla corrosione, appartengono al gruppo delle armature sensibili, gli acciai da precompresso, mentre sono classificati come poco sensibili gli acciai ordinari, inclusi quelli zincati e quelli inossidabili.

Stante i limiti sopra esposti, la verifica dell'ampiezza della fessura può essere 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.

Diametri e Spaziatura massimi barre per controllo fessurazione

Tensione nell'acciaio [MPa]	Diametro massimo delle barre [mm]		
	w ₁ = 0.2 mm	w ₂ = 0.3 mm	w ₃ = 0.4 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 mm	w ₂ = 0.3 mm	w ₃ = 0.4 mm
160	200	300	300
200	150	250	300
240	100	200	250
280	50	150	200
320	-	100	150
360	-	50	100

Nelle tabelle seguenti vengono riportati per ogni muro del progetto:

- Verifica = **Descrizione dell'elemento considerato per la verifica**
 N, M = **Sforzo Normale e Momento Flettente per la combinazione Quasi - Permanente**
 σ_f = **Tensione massima di lavoro dell'Acciaio**
 $\sigma_{f\lim}$ = **Tensione limite dell'Acciaio, per controllo della fessurazione**
 λ = **Coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto $\sigma_{f\lim} / \sigma_f$**
 E = **Esito della verifica: "V" se risulta verificato, "-" se non verificato**

Muro 1 - muro 3m

Verifica	M [daN·m]	N [daN]	σ_f [daN/cm ²]	$\sigma_{f\lim}$ [daN/cm ²]	λ	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	1068	0	2093	2800	1.34	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	-1317	0	2581	2800	1.08	V
Sezione Spiccato (V0)	2795	4159	2182	2800	1.28	V
Sezione ad 1/3 H (V1)	964	2344	1084	2800	2.58	V
Sezione ad 2/3 H (V2)	166	958	86	2800	32.56	V