

Committente - Proprietà :

COMUNE DI CROTONE

Provincia di Crotone

Titolo Progetto:

Lavori di completamento e messa in sicurezza viabilità Frazione Papanice
Legge Regione Calabria 24/87

CALCOLO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

Committente

COMUNE DI CROTONE

Settore 3 - Lavori pubblici - Patrimonio

Il R.U.P. De Martino Gianfranco

II PROGETTISTA DELLE STRUTTURE:

Dott. Ing. Lucia Sansò
Via G. di Vittorio - 88836 Cotronei (KR)
ing.luciasanso@libero.it

II PROGETTISTA e D.L. :

Ing. F.sco Ciccopiedi



Livello progettuale

PROGETTO ESECUTIVO

Titolo tavola

RELAZIONE DI CALCOLO

N. TAV	Argomento	REV.	DATA	TRASMESSO	Motivo della revisione
TAV. 03	PE	00	Aprile 2017		
SCALA					

Relazione di Calcolo

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 utilizzato, l'informativa sull'affidabilità del software e le indicazioni sulle norme di riferimento e sulle unità di misura utilizzate.

Nel capitolo Metodo di Calcolo 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.

Generalità

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 2010**, 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 **Ing. Filippo Gallo**. 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

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 mediante una linea telefonica appositamente dedicata, al num. **095 9578577**, sia mediante fax, al num. **095 7122188**, sia mediante indirizzo di posta elettronica **support@sis.ingegneria.it** e sia mediante Web in un'apposita sessione del sito Internet.

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 quanto disposto dal D.M. 14/01/2008 nel 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 le seguenti:

- **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 "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

Il programma esegue la verifica delle opere di sostegno soggette all'azione della spinta delle terre in condizioni statiche, sismiche (per opere in zona sismica) ed eventuali azioni esterne.

Queste opere hanno la funzione di assorbire la spinta del terreno, ovvero sostenere un fronte di terreno instabile quando quest'ultimo non si può disporre secondo la pendenza naturale di equilibrio. Si tratta di opere per le quali i fenomeni di interazione terreno-struttura assumono un ruolo fondamentale, visto che il terreno costituisce 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.

Azioni Statiche

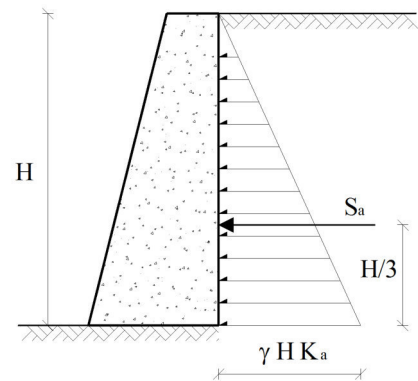
Lo schema di calcolo è basato sulla teoria di Coulomb nella ipotesi di fondazione rigida, superficie di rottura piana passante per il piede del muro ed assenza di falda.

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 $1/3 \cdot H$.

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:

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

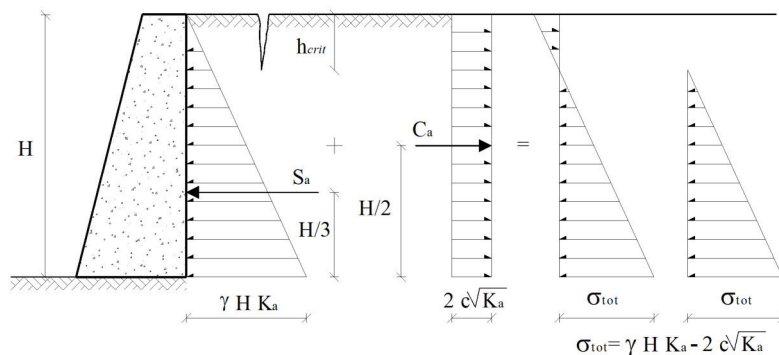
dove:

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 $1/2 H$.



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 $1/2 H$, 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 $1/3 \cdot H_w$.

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:

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

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:

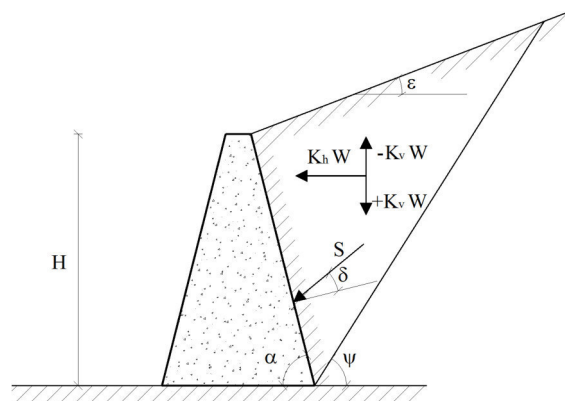
$$S_{as} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_{as} \cdot H^2$$

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.



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 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.

Dati Input

Per ogni sezione di muro del presente progetto vengono di seguito definite le caratteristiche geometriche specifiche, sia in elevazione che in fondazione, i dati geometrici del terreno a monte e a valle rispetto al muro e i valori caratteristici delle azioni esterne agenti, che possono essere assegnate sia come carichi concentrati, sia come carichi uniformemente distribuiti sul terrapieno a monte.

Le azioni concentrate, a loro volta, si possono suddividere in azioni verticali (o coppie concentrate) applicate in testa al muro, ed azioni orizzontali, agenti lungo la parete di elevazione.

Per una maggiore chiarezza nella descrizione dei dati geometrici e delle azioni, che caratterizzano tutti i muri del presente progetto, di seguito si riportano i dati necessari alla loro definizione. Inoltre tutti i parametri descritti, sia relativi alla geometria, che alle azioni, vengono raffigurati mediante una rappresentazione grafica generale.

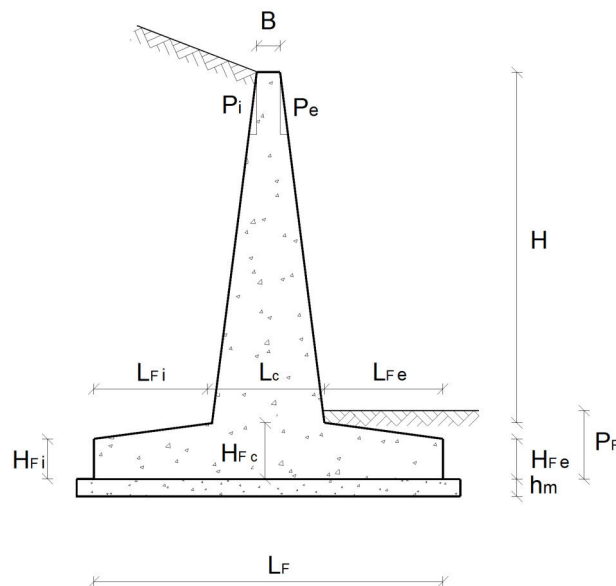
La parete in elevazione risulta caratterizzata dai seguenti dati geometrici:

- H = Altezza della parete del muro, espressa in cm
- B = Spessore del muro in sommità, espresso in cm
- B_p = Spessore del muro al piede della parete, espresso in cm
- P_e = Pendenza della parete esterna, espressa in %
- P_i = Pendenza della parete interna, espressa in %

I dati geometrici che caratterizzano la fondazione sono, invece, i seguenti:

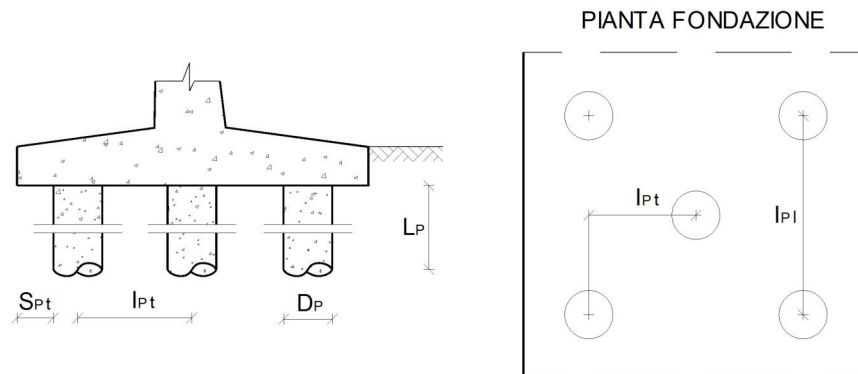
- L_F = Larghezza totale della Fondazione, espressa in cm
- H_{Fc} = Altezza della Fondazione in corrispondenza della sezione centrale, espressa in cm
- H_{Fe}, L_{Fe} = Altezza e Larghezza della mensola esterna di Fondazione, espresse in cm
- H_{Fi}, L_{Fi} = Altezza e Larghezza della mensola interna di Fondazione, espresse in cm
- P_F = Profondità del piano di Fondazione, espressa in cm
- h_m = Spessore dello strato di Magrone, espresso in cm

Per una maggiore immediatezza nella individuazione dei dati geometrici precedentemente descritti, la geometria viene rappresentata graficamente mediante il disegno della sezione del muro, di seguito riportato:



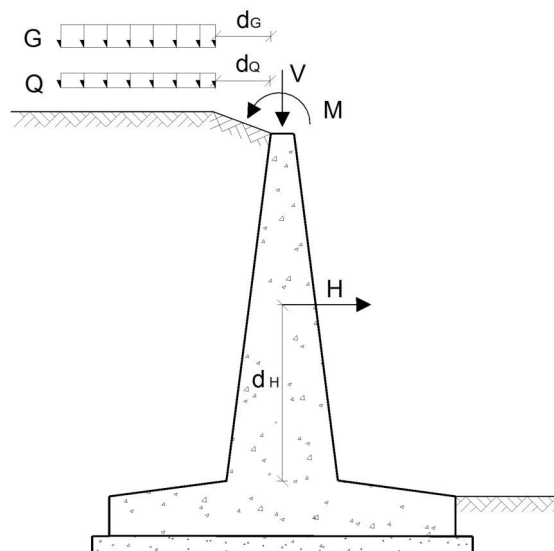
Per i muri con fondazione su Pali, questi ultimi sono caratterizzati dai seguenti dati geometrici:

- N = Numero di file di Pali
- D_P = Diametro dei Pali, espresso in cm
- L_P = Lunghezza dei Pali, espressa in cm
- I_{Pt} = Interasse trasversale tra i Pali, espresso in cm
- d_{Pt} = Spostamento trasversale della Palificata, espresso in cm
- I_{Pl} = Interasse longitudinale tra i Pali, espresso in cm



Le Azioni che agiscono su ciascun muro sono di seguito elencate:

- G = Sovraccarico Permanente Distribuito sul Terreno, espresso in daN/m
- d_G = Distanza dalla Testa Muro del Sovraccarico Permanente, espressa in m
- Q = Sovraccarico Variabile Distribuito sul Terreno, espresso in daN/m
- d_Q = Distanza dalla Testa Muro del Sovraccarico Variabile, espressa in m
- H = Forza Orizzontale lungo la Parete di elevazione, espressa in daN
- d_H = Quota di applicazione della Forza orizzontale, rispetto alla base del muro, espressa in m
- V = Forza Verticale in Testa, espressa in m
- M = Momento Flettente in Testa, espresso in daN m



Dati Geometria MURO H 3,50 PAPANAICE*Parete Elevazione*

Altezza Parete Muro [cm]	350
Spessore muro in testa [cm]	40
Pendenza Parete Esterna [%]	0
Pendenza Parete Interna [%]	10

Fondazione

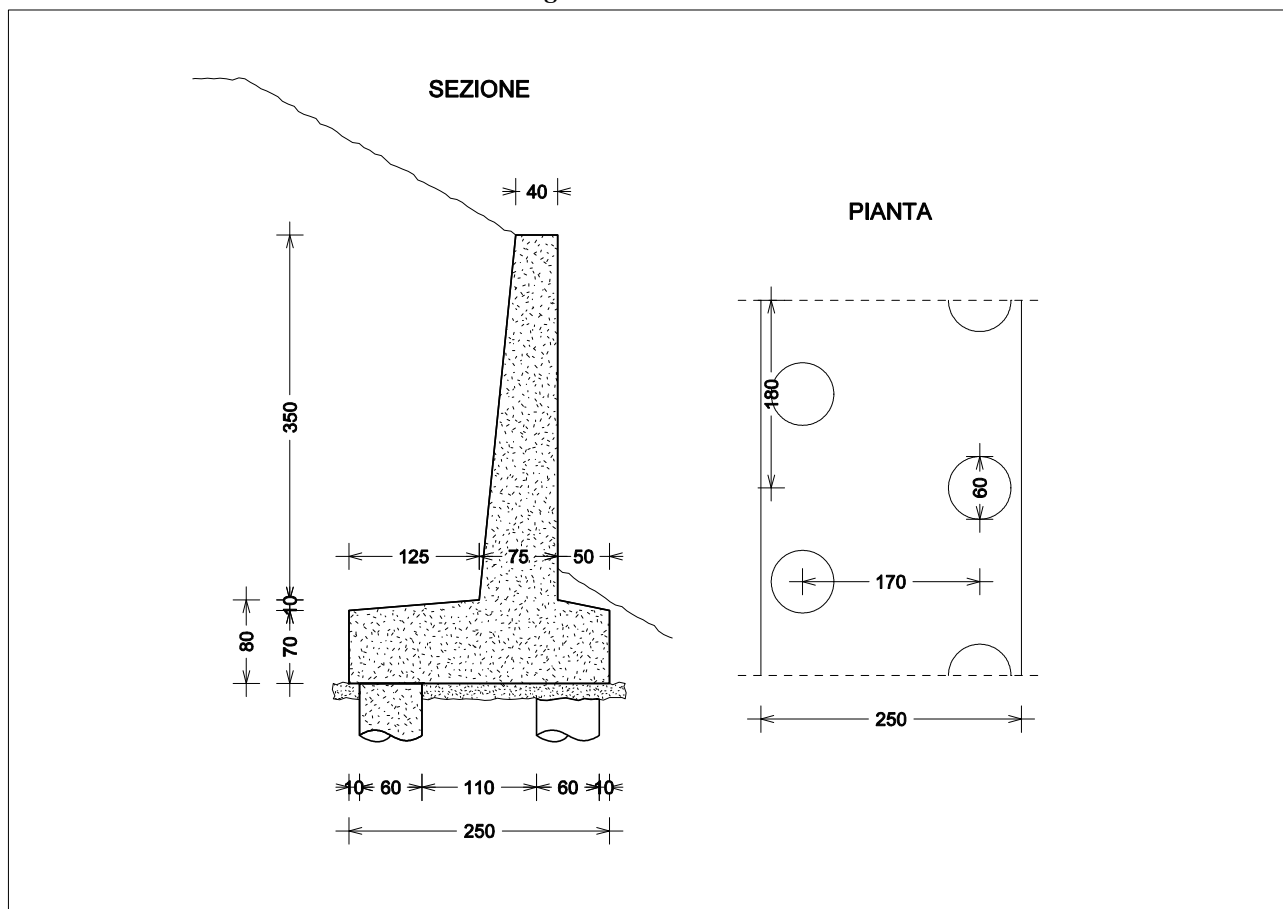
Larghezza Fondazione [cm]	250
Altezza Centrale Fondazione [cm]	80
Altezza Mensola Esterna Fondazione [cm]	70
Altezza Mensola Interna Fondazione [cm]	70
Larghezza Mensola Esterna Fondazione [cm]	50
Larghezza Mensola Interna Fondazione [cm]	125
Profondità Mensola Esterna Fondazione [cm]	80
Spessore Strato Magrone [cm]	15

Pali

Tipo File di Pali	Sfalsati
Numero File di Pali	2
Diametro Pali [cm]	60
Lunghezza Pali [cm]	1100
Interasse Trasversale Pali [cm]	170
Spostamento Trasversale Palificata [cm]	10
Interasse Longitudinale Pali [cm]	180

Terreno

Angolo di Inclinazione Terreno a Monte [grd]	30
Lunghezza Tratto Inclinato a Monte [cm]	300
Angolo di Inclinazione Terreno a Valle [grd]	-39

Disegno Geometria Sezione

Azioni MURO H 3,50 PAPANAICE*Carichi*

Sovraccarico Permanente Distribuito sul Terreno [daN/m]	100
Distanza da Sommità Muro del Sovraccarico Permanente [cm]	300
Sovraccarico Variabile Distribuito sul Terreno [daN/m]	1000
Distanza da Sommità Muro del Sovraccarico Variabile [cm]	300
Forza Orizzontale Lungo la Parete [daN]	0
Quota Applicazione Forza Orizzontale [cm]	0
Forza Verticale in Testa [daN]	0
Momento Flettente in testa [daN m]	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 delle azioni e dei parametri di resistenza del terreno, calcolati partendo da quelli caratteristici e applicando gli opportuni coefficienti parziali di sicurezza, rispettivamente γ_F per le azioni e γ_M per i parametri di resistenza.

In particolare, per la combinazione delle azioni sismiche con le altre azioni, con riferimento alle combinazioni 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.

Di seguito si riportano i valori di calcolo dei parametri di resistenza del terreno, in elevazione e in fondazione, per tutte le possibili combinazioni di carico agli stati limite, precedentemente definite, sia in condizioni Statiche (EQU), (STR) e (GEO), che sismiche (S+) ed (S-). Per quanto riguarda, invece, le azioni, per ciascun muro del progetto, si riportano i valori di progetto da utilizzarsi per le sole condizioni statiche (EQU), (STR) e (GEO), essendo quelle per il caso sismico coincidenti con i valori caratteristici, precedentemente richiamati.

Parametri di Calcolo Terreno

Terreno in Elevazione

Combinazioni	STR	GEO	EQU	S+	S-
Peso Specifico [daN/m³]	1800	1800	1800	1800	1800
Angolo Attrito Interno [grd]	30	24	24	24	24
Coesione [daN/cm²]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ang. Attrito Terra-Muro [grd]	20	16	16	16	16

Stratigrafia del Terreno

Descrizione	Strato n° 1					Strato n° 2				
	STR	GEO	EQU	S+	S-	STR	GEO	EQU	S+	S-
Adesione Terra-Fondazione [daN/cm²]	0.30	0.24	0.24	0.24	0.24	0.30	0.24	0.24	0.24	0.24
Fattore Attrito Terra-Fond.	0.52	0.42	0.42	0.42	0.42	0.52	0.42	0.42	0.42	0.42
Peso Specifico [daN/m³]	1960	1960	1960	1960	1960	2118	2118	2118	2118	2118
Coesione [daN/cm²]	0.09	0.07	0.07	0.07	0.07	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
Angolo Attrito Interno [grd]	27	22	22	22	22	37	31	31	31	31
Descrizione	Strato n° 3									
	STR	GEO	EQU	S+	S-					
Adesione Terra-Fondazione [daN/cm²]	0.30	0.24	0.24	0.24	0.24					
Fattore Attrito Terra-Fond.	0.52	0.42	0.42	0.42	0.42					
Peso Specifico [daN/m³]	1960	1960	1960	1960	1960					
Coesione [daN/cm²]	0.17	0.14	0.14	0.14	0.14					
Angolo Attrito Interno [grd]	19	15	15	15	15					

Azioni di Calcolo MURO H 3,50 PAPANAICE

Carichi

Descrizione	Permanenti			Variabili		
	STR	GEO	EQU	STR	GEO	EQU
Sovraccarico Distribuito sul Terreno [daN/m]	130	100	110	1500	1300	1500
Forza Orizzontale Lungo la Parete [daN]	0	0	0	0	0	0
Forza Verticale in Testa [daN]	0	0	0	0	0	0
Momento Flettente in testa [daN m]	0	0	0	0	0	0

Spinte e Forze

Il calcolo delle Spinte, su ciascuna sezione di muro del presente progetto, viene effettuato 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 precedentemente descritto al capitolo di pertinenza.

Inoltre, si è tenuto conto dei seguenti parametri di calcolo, il cui valore incide sull'entità delle spinte del terreno sull'opera: percentuale di spinta passiva sullo sperone di fondazione a valle e percentuale di contropinta dovuta alla coesione. I rispettivi valori numerici considerati nel calcolo sono di seguito riportati:

Parametri di Elaborazione

Percentuale Contributo Spinta Passiva [%]	0
Percentuale Spinta Statica Coesione [%]	0

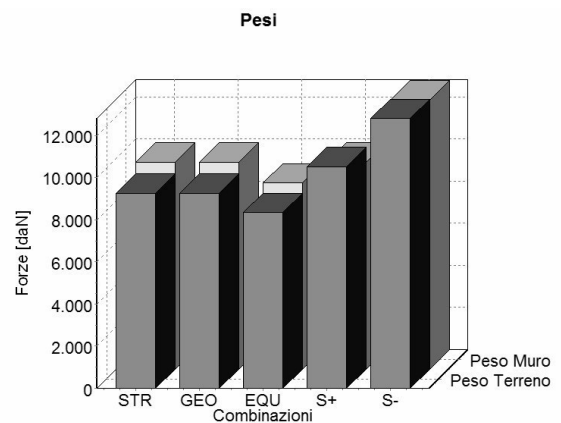
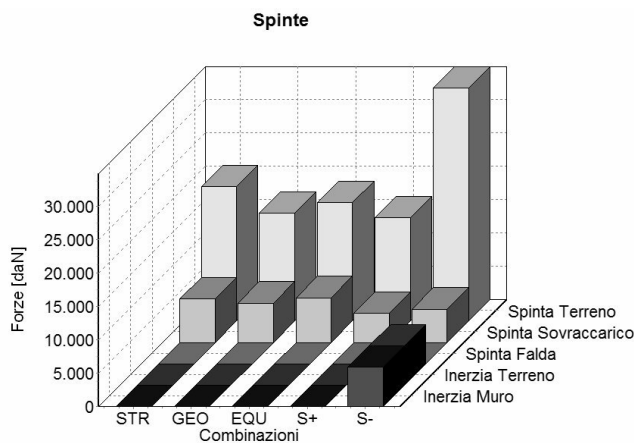
Per ogni muro del presente progetto, si riportano, i Coefficienti di Spinta ed i valori delle Spinte e delle Forze agenti, in condizioni sia statiche che sismiche.

Nella valutazione delle forze verticali in condizione sismica si è tenuto conto anche del contributo delle inerzie verticali.

I vari contributi delle spinte e delle forze agenti su ciascun muro, sia in direzione orizzontale che verticale, vengono diagrammati mediante istogrammi, per ciascuna combinazione di carico considerata.

Per questa particolare tipologia di muri, oltre ai valori delle spinte e delle forze, riferite alla base della fondazione, vengono riportate anche quelle riferite alla sezione di spiccato, ovvero la base del muro.

MURO H 3,50 PAPANAICE



Coefficienti di Spinta

Combinazioni	STR	GEO	S+	S-
Coefficiente di Spinta Attiva	0.93	0.97	1.61	2.52
Coefficiente di Spinta Passiva	2.66	2.21	1.35	2.07

Spinte e Forze sul Muro

Combinazioni	STR	GEO	S+	S-
Spinta del Terreno [daN]	20147	16183	34900	29280
Controspinta da Coesione [daN]	0	0	---	---
Spinta Sovraccarico [daN]	6527	5854	4960	4161
Spinta Idrostatica [daN]	0	0	0	0
Spinta Idrodinamica [daN]	---	---	0	0
Spinta Passiva Mobilitata [daN]	0	0	0	0
Forza Peso del Muro [daN]	5031	5031	6550	3511
Forza Inerzia del Muro [daN]	---	---	3039	3039
Peso Terreno e Sovraccarico su Fondazione Interna [daN]	9266	9266	12797	6860
Inerzia Terreno su Fondazione Interna [daN]	---	---	5937	5937
Peso Fondazione [daN]	4781	4781	6225	3337
Inerzia Fondazione [daN]	---	---	2888	2888

Azioni Massime sui Pali

Combinazioni	STR	GEO	S+	S-
Sforzo Normale Fila Esterna [daN]	58839	52497	113194	94034
Sforzo Normale Fila Interna [daN]	-3667	-3330	-40348	-46861
Sforzo di Taglio [daN]	21630	18397	43952	38594
Momento Flettente [daN]	20623	17541	0	0

Verifiche di Stabilità

Per effettuare la verifica di stabilità dei muri su pali, ovvero la verifica della portanza della palificata e della stabilità globale del complesso muro-terreno, note le forze che sollecitano l'opera di sostegno, bisogna controllare che l'effetto delle azioni Resistenti (o Stabilizzanti) risulti maggiore dell'effetto delle azioni Sollecitanti (o Instabilizzanti), con riferimento ai valori di calcolo di Azioni e Resistenze, prima definite.

Con riferimento alle condizioni limite che si innescano a seguito di meccanismi di collasso, dovuti alla mobilitazione del terreno, per le opere di sostegno in esame, si considerano i seguenti stati Limite Ultimi di tipo Geotecnico: collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno e la stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

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, quelli invece da applicare alle resistenze globali (R), dipendono dal tipo di verifica e sono riportati nella seguente tabella:

Coefficienti Parziali Resistenze

	Ribaltamento	Stabilità Globale	Resistenza Punta Pali	Resistenza Lat. Pali
GEO (R2)	1.00	1.10	1.70	1.45

Per le verifiche geotecniche di stabilità che presuppongono il raggiungimento della resistenza del terreno l'analisi viene condotta utilizzando la Combinazione 2 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo (M2), le resistenze globali del sistema sono ridotte tramite i coefficienti (R2) e le sole azioni sono amplificate con i coefficienti del gruppo (A2).

In generale, detto R_d l'effetto delle azioni resistenti ed S_d quello delle sollecitanti, per le verifiche di stabilità di tipo geotecnico (Capacità Portante e Stabilità Globale) deve essere verificata la condizione:

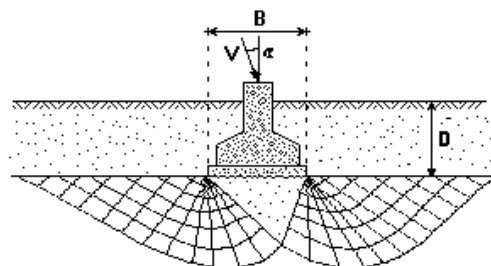
$$R_d > S_d$$

Definito il coefficiente di sicurezza $\mu = R_d / S_d$, deve risultare, per ciascuno stato di equilibrio limite, $\mu > 1$.

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:

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

E' 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.

Verifica Capacità Portante Pali

Nel caso di Muri con fondazione su Pali, la verifica alla capacità portante del palo viene valutata come somma della portata alla punta e della portata laterale:

$$Q_{lim} = \pi D^2/4 \cdot (\gamma \cdot L \cdot N_q + c \cdot N_c) + \frac{1}{2} \pi D \cdot L^2 \cdot k \cdot \gamma \cdot \tan \varphi$$

dove:

N_q, N_c = Valori di capacità portante (secondo Berezantzev)

D, L = Diametro e Lunghezza del palo

γ, φ, c = Peso specifico, Angolo attrito e Coesione terreno

k = Coefficiente di addensamento terreno

α = Adesione tra Palo e Terreno

La capacità portante di più pali collegati da una testata (base del muro), è pari alla somma delle capacità dei singoli pali, ridotta della Efficienza della palificata, che secondo l'equazione di Converse-Labarre è:

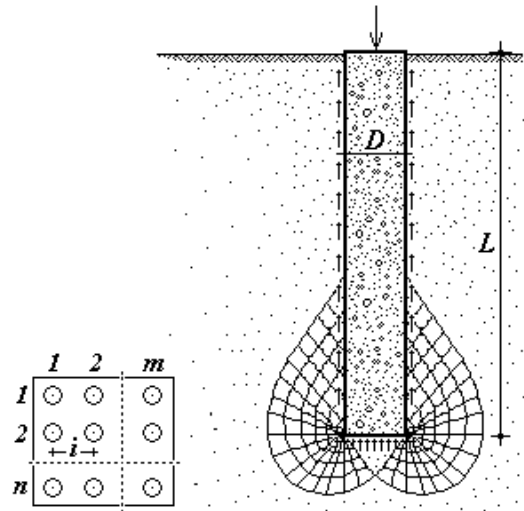
$$E_p = 1 - \Theta \cdot [(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n] / (90 \cdot m \cdot n)$$

dove:

Θ = $\text{ArcTg}(D/i)$, espresso in gradi

n, m = Numero di pali in direzione X, Y

i = Interasse tra i pali

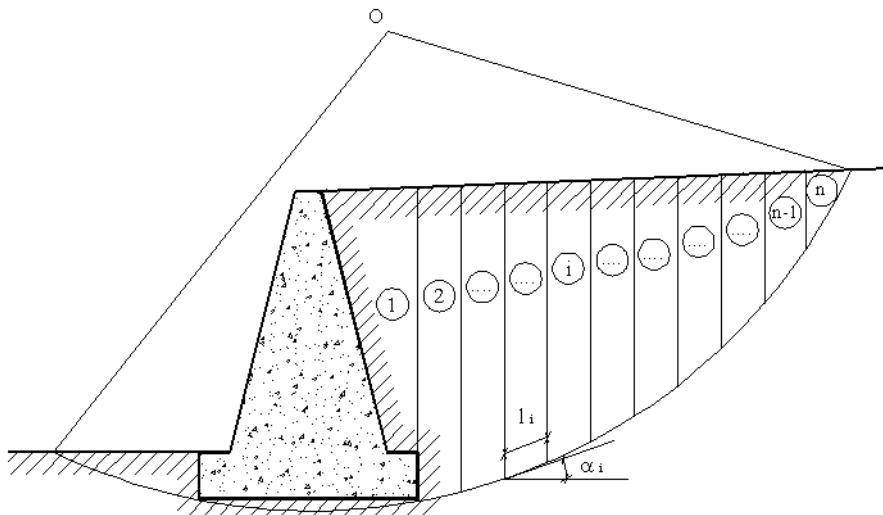


Per terreno puramente coesivo, la capacità portante del palo è: $Q_{lim} = \pi D^2/4 \cdot (\gamma L + 9 c) + \pi D \cdot L \cdot \alpha \cdot c$

Verifica Stabilità Globale

Si prevede, inoltre, la verifica alla stabilità globale dell'opera. Con tale verifica, si determina 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:

$$R_d = (1/\gamma_R) \cdot [\sum_i (c \delta_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i \delta_i) \tan \phi)]$$

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

dove:

- γ_R = Coefficiente parziale sulle resistenze per la verifica alla stabilità globale
- c = Coesione del terreno
- δ_i = Larghezza del concio elementare
- W_i = Peso del concio elementare
- α_i = Inclinazione della base del concio
- u_i = Pressione idrostatica sul concio
- ϕ = Angolo di attrito interno del terreno

Sotto l'ipotesi di terreno retrostante e sovrastante il muro con piano di campagna minore di 10 gradi, si può ritenere che la superficie di rottura sia circolare e cilindrica e passi per il punto in basso a sinistra della fondazione.

Nel caso di fondazione del muro su pali, il cerchio di rottura passa al di sotto della punta dei pali.

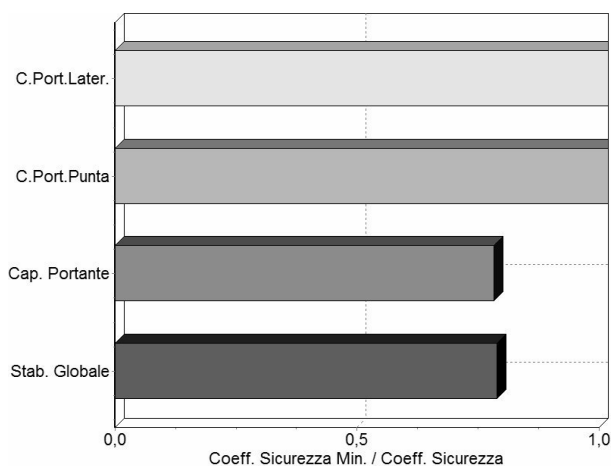
Risultati Verifiche Stabilità

Per ogni sezione di muro del presente progetto, nelle tabelle che seguono vengono riportati i risultati di calcolo delle verifiche di stabilità effettuate, indicando, oltre alle risultanti delle azioni stabilizzanti e instabilizzanti, anche i corrispondenti coefficienti di sicurezza.

Questi ultimi vengono diagrammati mediante istogrammi, in cui si evidenzia quanto il muro risulti in sicurezza, rispetto a ciascuna condizione limite considerata. In particolare, viene diagrammato il rapporto tra il valore del Coefficiente di Sicurezza Minimo, imposto dalla normativa, ed il valore di calcolo del Coefficiente di Sicurezza, assunto per la combinazione più sfavorevole. Pertanto, più questo rapporto risulta inferiore al valore unitario e più il muro è in sicurezza, rispetto alla verifica di stabilità considerata. Viceversa, un valore pari ad uno del suddetto rapporto, sta ad indicare che il Coefficiente di Sicurezza, per la verifica di stabilità considerata, coincide col minimo ammissibile dalle norme.

Inoltre, sempre per ogni muro, si riportano i cedimenti elastici, sia per fondazioni superficiali, che per fondazioni su pali.

Infine, con riferimento alla verifica di stabilità globale del muro, viene schematizzato l'andamento della superficie di rottura del terreno, a monte dell'opera.

MURO H 3,50 PAPANAICE**Capacità Portante Pali**

Combinazioni	GEO	S+	S-
Coefficiente di capacità portante Nc 1	12.55	12.55	12.55
Coefficiente di capacità portante Nq 1	6.20	6.20	6.20
Coefficiente di capacità portante Nc 2	41.11	41.11	41.11
Coefficiente di capacità portante Nq 2	25.87	25.87	25.87
Coefficiente di capacità portante Nc 3	4.34	4.34	4.34
Coefficiente di capacità portante Nq 3	2.21	2.21	2.21
Portata alla punta [daN]	57398	97577	97577
Coefficiente di Pressione Laterale	1.00	1.00	1.00
Coefficiente di Adesione Laterale	0.00	0.00	0.00
Portata Laterale [daN]	78771	114218	114218
Efficienza Palificata	0.73	0.73	0.73
Capacità Portante [daN]	136170	211796	211796
Carico di Esercizio [daN]	60273	120969	101810
Coefficiente di Sicurezza Capacità Portante	1.65	1.28	1.52
Coefficiente di Sicurezza Portata Laterale	3.27	2.36	2.80
Coefficiente di Sicurezza Portata Punta	1.59	1.34	1.60

Stabilità Globale

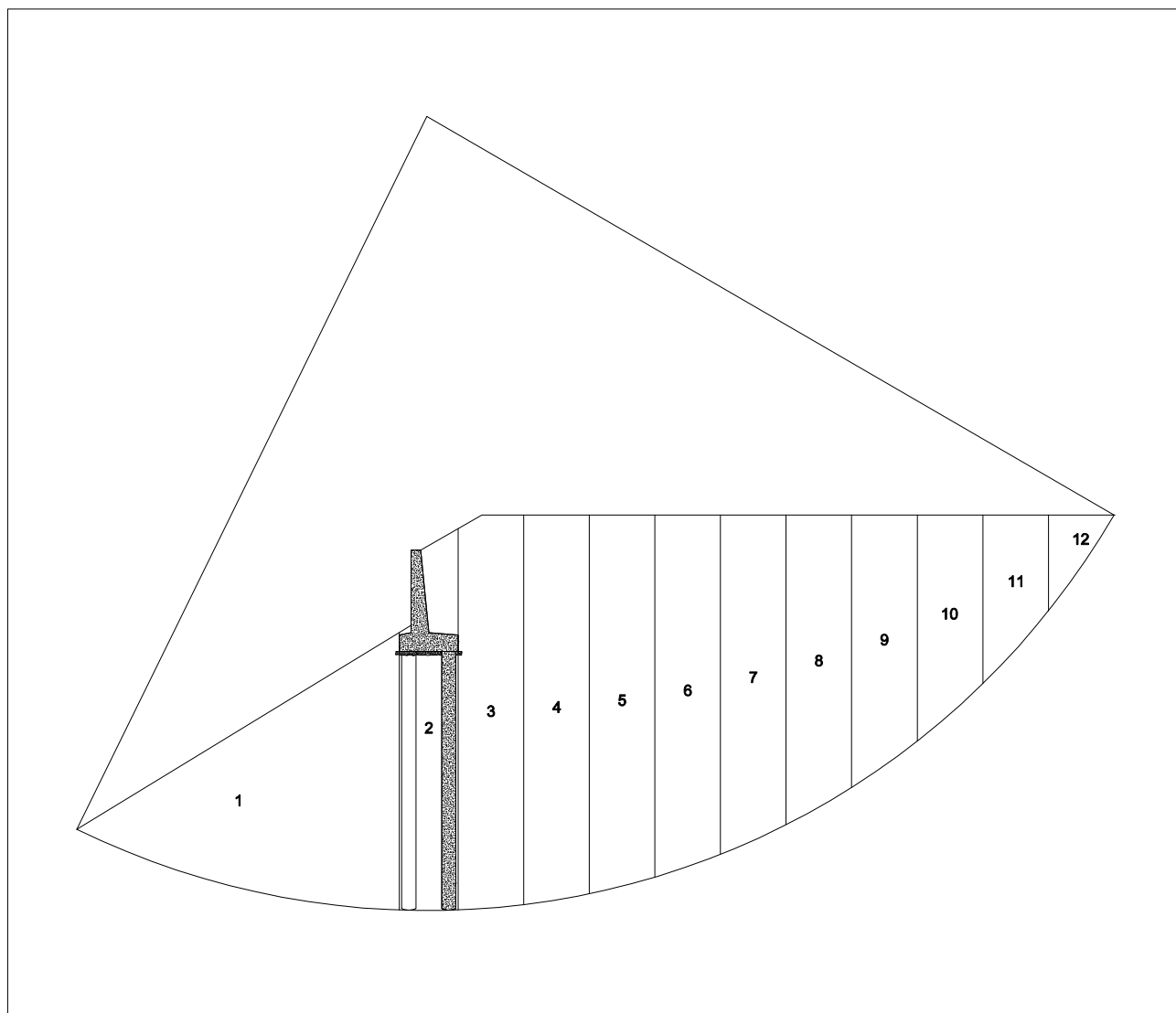
Descrizione	GEO	S+	S-
Resistenza al taglio disponibile [daN]	491200	550968	545054
Resistenza al taglio mobilitata [daN]	387234	394706	394706
Coeff. sicurezza Equilibrio Globale	1.27	1.40	1.38

Dati Generali Pendio

Numero dei conci	12
Larghezza dei conci [m]	3.20
Raggio cerchio critico [m]	33.30
Lunghezza arco cerchio critico [m]	53.52

Tabella Valori

Concio N.	H [m]	δl [m]	$c\delta l$ [daN/m]	Wi [daN]	α [grd]	Ni [daN]	hw [m]	Ui [daN]	Ti [daN]	Si [daN]
1	5.90	29.72	21874	315448	-23.39	289521	5.50	0	120059	-125239
2	15.30	2.50	1840	81236	0.00	81236	11.00	0	33687	0
3	16.48	3.21	2365	97310	4.91	96953	0.00	0	44780	8333
4	15.93	3.26	2397	105475	10.48	103717	0.00	0	47905	19177
5	14.67	3.33	2453	111768	16.14	107362	0.00	0	49588	31071
6	13.29	3.45	2541	116050	21.97	107620	0.00	0	49707	43423
7	11.78	3.63	2671	118094	28.06	104215	0.00	0	48135	55546
8	10.14	3.89	2860	117535	34.51	96854	0.00	0	44735	66588
9	8.37	4.28	3147	113766	41.51	85196	0.00	0	39350	75394
10	6.47	4.92	3619	105679	49.37	68820	0.00	0	31786	80198
11	4.44	6.18	4546	90863	58.77	47114	0.00	0	21761	77694
12	2.28	10.38	7642	57867	72.04	17847	0.00	0	8243	55046



Verifiche di Resistenza Strutturale

Generalità

Nelle stampe che seguono, vengono riportati, per le varie sezioni 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:

$$\gamma_c = 1.6 \text{ (per il calcestruzzo)} \\ \gamma_y = 1.15 \text{ (per l'acciaio)}$$

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 complanarietà della sezione, con resistenza nulla del calcestruzzo teso e con moduli elastici dei materiali costanti.

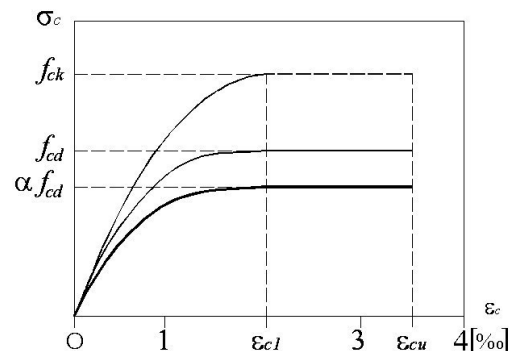
Diagrammi costitutivi di calcolo

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 tensioni-deformazioni denominato 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 αf_{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.

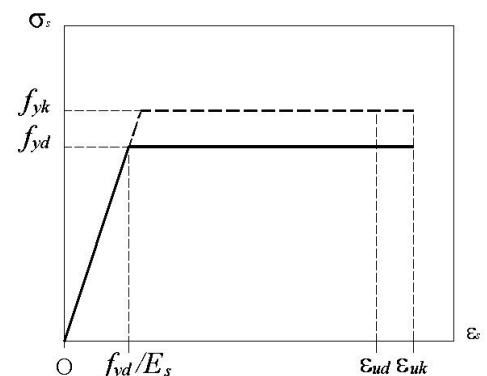


Acciaio

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} .

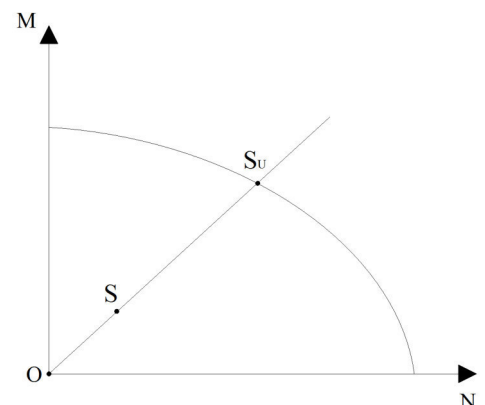
Il legame costitutivo dell'acciaio risulta essere simmetrico, in quanto il materiale presenta lo stesso comportamento sia a trazione che a compressione.



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 sezione 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, che la sezione può sopportare, e valutare se lo stato della sollecitazione di calcolo è interno al dominio.

Noto il dominio di resistenza della generica sezione e detto S il generico stato di sollecitazione a cui la sezione è sottoposta, 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 della sezione, per la condizione in esame.

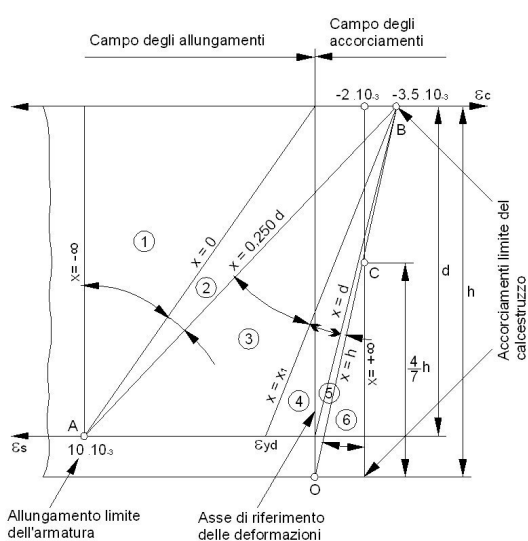
Nel caso del Taglio, la verifica risulta ancora più semplice, poichè la sollecitazione agisce lungo una sola direzione ed è quindi possibile determinare il coefficiente di sicurezza come semplice rapporto tra il Taglio resistente e quello sollecitante.

Si considera, pertanto, il problema della Flessione composta disaccoppiato da quello del Taglio, determinando separatamente i corrispondenti coefficienti di sicurezza di ciascuna sezione soggetta alle suddette sollecitazioni.

Flessione Composta

Il raggiungimento dello stato limite ultimo per la sezione soggetta a sforzo normale e flessione avviene, in generale, quando calcestruzzo o acciaio assumono i valori limite di deformazione, in corrispondenza della rottura a compressione per il calcestruzzo e a trazione per l'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.

Di seguito vengono rappresentati i principali **diagrammi limite**, espressi in termini di deformazione, ove è possibile individuare i **campi di rottura**, corrispondenti ad ogni possibile tipo di rottura per i due materiali considerati, calcestruzzo e acciaio.



	x	DEFORMAZIONI SPECIFICHE		TIPO DI SOLLECITAZIONE	TIPO DI ROTTURA
		ACCIAIO	CALCESTRUZZO		
①	x = - ∞	10‰	--	TRAZIONE SEMPLICE O COMPOSTA	MASSIMA DEFORMAZIONE ACCIAIO TESO
②	x = 0	10‰	0 ≤ ε_c ≤ 3,5‰	FLESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	MASSIMA DEFORMAZIONE ACCIAIO TESO
③	x = 0,250 d	10‰ < ε_s ≤ ε_yd	3,5‰	FLESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	SNERVAMENTO ACCIAIO E SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO
④	x = x_1	ε_yd < ε_s ≤ 0	3,5‰	FLESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO
⑤	x = d	(ε_s < 0)	3,5‰	FLESSIONE COMPOSTA	SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO
⑥	x = h	(ε_s < 0)	2‰ ≤ ε_c ≤ 3,5‰	COMPRESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO E SNERVAMENTO ACCIAIO COMPRESSO
	x = + ∞	(ε_s < 0)	2‰ ≤ ε_c ≤ 3,5‰	COMPRESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO E SNERVAMENTO ACCIAIO COMPRESSO

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 non risulti inferiore al valore del taglio resistente della sezione.

Sollecitazioni sui pali

Alla testa di ciascun palo agisce uno sforzo di taglio ottenuto dividendo l'azione orizzontale alla base della fondazione per il numero di pali ricadenti nell'unità di profondità di muro:

$$T_p = F_h / n_p$$

Nel caso di due o più file di pali, lo sforzo normale è dato da due componenti: la prima è l'aliquota di forze verticali in fondazione che competono al singolo palo; la seconda è pari al modulo delle forze verticali agenti sulle file di pali, che determinano il sistema di forze in equilibrio con il momento agente alla base della fondazione:

$$N_p = F_v / n_p + M_f x_i / \sum x_i^2$$

dove:

x_i = distanza generica fila di pali dal baricentro fondazione.

Il momento agente lungo il palo viene determinato considerando il palo vincolato alla fondazione con un doppio pendolo e sottoposto ad una azione orizzontale in testa pari al taglio, ipotizzando uno schema di trave di lunghezza infinita.

Per terreno con modulo di Winkler orizzontale di tipo costante con la profondità, le sollecitazioni del Momento Flettente e dello sforzo di Taglio valgono, alla generica sezione z:

$$M_p(z) = T_p \cdot e^{-\alpha z} \cdot (\cos \alpha z + \sin \alpha z) / 2\alpha$$

$$T_p(z) = T_p \cdot e^{-\alpha z} \cdot \cos \alpha z / 2$$

dove :

$$\alpha = \sqrt[4]{(k_h \cdot D_p / 4 \cdot E_c \cdot I_p)}$$

T_p = Taglio alla testa del palo
 E_c = Modulo elastico del calcestruzzo
 I_p = Momento di inerzia del palo
 k_h = Modulo di Winkler orizzontale

Nel caso di fondazione su una sola fila di pali, lo sforzo normale trasmesso sarà pari alla risultante delle forze verticali in fondazione, mentre al momento flettente dovuto alle forze orizzontali si dovrà sommare il momento trasmesso dalla fondazione più il momento dovuto alla eccentricità dei pali rispetto al baricentro della fondazione.

$$M_p = M_{\text{taglio}} + M_{\text{fond}} + N_{\text{fond}} \cdot e$$

La verifica delle armature dei pali viene condotta per una sezione circolare in cemento armato soggetta a presso o tenso-flessione.

Sollecitazioni sulla piastra di collegamento dei pali

La piastra alla testa dei pali viene calcolata come mensola incastrata al piede del muro e sollecitata dalla reazione del palo. La sezione di tale mensola ha come altezza lo spessore H dell'ala di fondazione e come base una ampiezza $D_p + 2H_p$, avendo considerato una diffusione a 45° dello sforzo del palo attraverso la piastra.

Verifica a punzonamento dei pali sulla piastra

Viene effettuata la verifica al punzonamento del palo attraverso la piastra di fondazione.

Considerando una distribuzione uniforme delle tensioni tangenziali lungo il cilindro proiezione del palo attraverso la piastra, si ha:

$$\tau_{\text{punz}} = N / (H_f D_p \pi)$$

dove:

N = sforzo normale sul palo
 H_f = spessore piastra di fondazione
 D_p = diametro del palo

Criteri di Dimensionamento delle Armature

Per i vari muri del progetto vengono calcolate le aree necessarie di ferro, in ciascuna delle sezioni di verifica, 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. Per Muri su pali, si riportano anche le schede di progettazione armature dei Pali.

Le verifiche delle sezioni, vengono quindi effettuate considerando l'effettiva armatura realmente disposta.

Schede Progettazione Armature Muri

Codice	1
Copriferro Tond. Long. Elevazione [cm]	3
Diametro Tond. Long. Parete Interna [mm]	18
Diametro Tond. Long. Parete Esterna [mm]	16
Diametro Tond. Ripartizione Elevazione [mm]	10
Interferro Max Tond. Parete Interna [cm]	20
Interferro Max Tond. Parete Esterna [cm]	20
Interferro Max Tond. Ripart. 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]	5
Diametro Tondino Inferiore Fondazione [mm]	18
Diametro Tondino Superiore Fondazione [mm]	18
Diametro Tondino Ripartiz. Fondazione [mm]	10
Interferro Max Tond. Sup. Fondazione [cm]	20
Interferro Max Tond. Inf. Fondazione [cm]	20
Interferro Max Tond. Rip. Fondazione [cm]	25

Schede Progettazione Armature Pali

Codice	1
Copriferro Tondini Longitudinali [cm]	5
Diametro 1° Tondino Longitudinale [mm]	18
Diametro 2° Tondino Longitudinale [mm]	18
Diametro Tondino Spirale [mm]	10
Interferro Min Tondino Longitudinali [cm]	5
Interferro Max Tondino Longitudinali [cm]	20

Verifiche di Resistenza delle Sezioni in c.a.

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

Sezione = **Descrizione della sezione di verifica considerata**

M,N = **Momento Flettente e Sforzo Normale**

Af1 = **Area Effettiva Armatura Ferri Interni per la parete in elevazione ed Inferiori per la fondazione**

Af2 = **Area Effettiva Armature Ferri Esterni per la parete in elevazione e Superiori per la fondazione**

$\varepsilon_c, \varepsilon_f$ = **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**

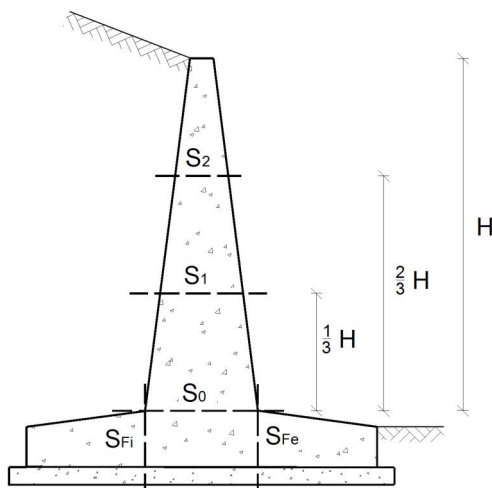
E = **Esito delle Verifiche: "V" se risulta verificato, "-" se non verificato**

Le sezioni di verifica considerate sono di seguito elencate ed individuate nel successivo schema grafico:

S_{Fe}, S_{Fi} = **Sezioni di incastro delle mensole di fondazione esterna ed interna**

S_0 = **Sezione di incastro al piede della parete del muro**

S_1, S_2 = **Sezione a un terzo e a due terzi dell'altezza della parete del muro**



Inoltre, per muri con fondazione su pali, oltre alle sezioni di verifica sopra elencate, vengono anche riportati, i risultati della verifica a flessione e a punzonamento della piastra di collegamento tra i pali, e quelli della verifica delle sezioni significative del palo più sollecitato, in particolare, nella sezione in testa e ogni 5 m dalla testa del palo.

Tabella verifiche delle sezioni MURO H 3,50 PAPANAICE - Scheda Muri n. 1, Pali n. 1

Sezione	M [daN·m]	N [daN]	Af1 [cm ²]	Af2 [cm ²]	ε_C [‰]	ε_f [‰]	λ	T [daN]	τ [daN/cm ²]	E
Mensola Esterna (SFe)	6292	0	12.72	12.72	0.14	1.72	5.80	64790	9.00	V
Mensola Interna (SFi)	-28309	0	12.72	12.72	0.76	7.75	1.29	-37541	5.21	V
Sezione Spiccato (S0)	53051	19379	17.81	14.07	1.41	9.86	1.01	29683	4.40	V
Sezione ad 1/3 H (S1)	11634	9139	12.72	10.05	0.51	3.24	3.08	14542	2.56	V
Sezione ad 2/3 H (S2)	1845	3186	12.72	10.05	0.11	0.51	19.70	4648	0.99	V
Sezione Testa Palo	0	118862	0.00	0.00	0.00	0.00	99.99	45871	0.00	V
Sezione Palo z=5 cm	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	99.99	0	0.00	V
Sezione Palo z=10 cm	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	99.99	0	0.00	V
Collegamenti Pali	11886	0	12.72	0.00	0.25	3.29	3.04	118862	7.54	V
Punzonamento Palo	0	118862	0.00	0.00	0.00	0.00	99.99	0	7.88	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, essi sono già stati richiamati nell'apposito paragrafo della precedente Relazione Generale.

Per quanto riguarda, invece, i valori caratteristici delle azioni e delle spinte su ciascun muro, vengono riportati, per ciascun muro del presente progetto, nelle seguenti tabelle:

MURO H 3,50 PAPANAICE

Carichi

Sovraccarico Permanente Distribuito sul Terreno [daN/m]	100
Distanza da Sommità Muro del Sovraccarico Permanente [cm]	300
Sovraccarico Variabile Distribuito sul Terreno [daN/m]	1000
Distanza da Sommità Muro del Sovraccarico Variabile [cm]	300
Forza Orizzontale Lungo la Parete [daN]	0
Quota Applicazione Forza Orizzontale [cm]	0
Forza Verticale in Testa [daN]	0
Momento Flettente in testa [daN m]	0

Spinte e Forze sul Muro

Spinta del Terreno [daN]	15497
Controspinta da Coesione [daN]	---
Spinta Sovraccarico [daN]	4405
Spinta Idrostatica [daN]	0
Spinta Passiva Mobilitata [daN]	0
Forza Peso del Muro [daN]	5031
Peso Terreno e Sovraccarico su Fondazione Interna [daN]	10516
Peso Fondazione [daN]	4781

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_t nell'acciaio teso, rispettino le seguenti condizioni:

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

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

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, per ogni muro del progetto, e nelle sezioni di verifica, vengono riportati:

Sezione = **Descrizione della sezione di verifica considerata**

N , M = **Sforzo Normale e Momento Flettente, per la combinazione di carico Quasi - Permanente**

σ_c , σ_t = **Tensione massima di lavoro del Calcestruzzo e dell'Acciaio**

λ_c , λ_t = **Coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto tra la tensione limite e la massima tensione di lavoro del Calcestruzzo e dell'Acciaio**

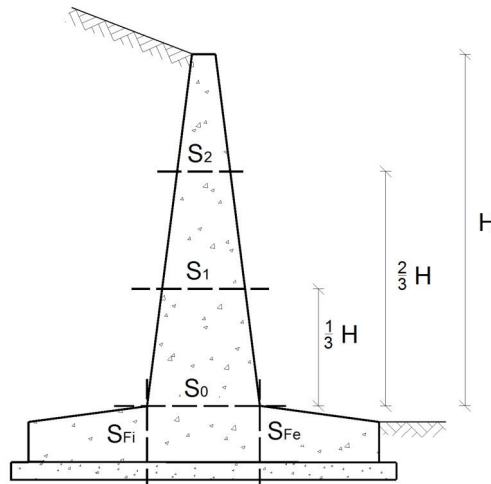
E = **Esito della verifica: "V" se risulta verificato, "-" se non verificato**

Le sezioni di verifica considerate sono di seguito elencate ed individuate nel successivo schema grafico:

S_{Fe} , S_{Fi} = **Sezioni di incastro delle mensole di fondazione esterna ed interna**

S_0 = **Sezione di incastro al piede della parete del muro**

S_1 , S_2 = **Sezione a un terzo e a due terzi dell'altezza della parete del muro**



Inoltre, per muri con fondazione su pali, oltre alle sezioni di verifica sopra elencate, vengono anche riportati, i risultati della verifica a flessione e a punzonamento della piastra di collegamento tra i pali, e quelli della verifica delle sezioni significative del palo più sollecitato, in particolare, nella sezione in testa e ogni 5 m dalla testa del palo.

Verifiche Tensioni Esercizio MURO H 3,50 PAPANAICE

Sezione	M [daN·m]	N [daN]	σ_c [daN/cm ²]	σ_f [daN/cm ²]	λ_c	λ_f	E
Mensola Esterna (SFe)	2488	0	4	273	28.01	13.19	V
Mensola Interna (SFi)	-6631	0	11	728	10.19	4.95	V
Sezione Spiccato (S0)	15378	11041	29	1418	3.86	2.54	V
Sezione ad 1/3 H (S1)	5192	6030	13	527	8.62	6.83	V
Sezione ad 2/3 H (S2)	852	2350	3	71	37.35	50.70	V
Collegamenti Pali	4909	0	5	547	22.41	6.58	V
Sezione Testa Palo	15387	49091	95	1307	1.18	2.75	V
Sezione Palo z=5 cm	347	-40369	15	229	7.47	15.72	V
Sezione Palo z=10 cm	-38	-31647	10	164	11.21	21.95	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 fa riferimento al Metodo Edometrico, considerando strati di spessore pari ad 1 metro e 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 le fondazioni su pali, per il calcolo dei cedimenti si applica il metodo della fondazione superficiale equivalente, ovvero si considera il cedimento della palificata equivalente a quello di una fondazione piana posta ad una profondità di terreno pari a :

$H = 1/2 \text{ Lungh.Palo}$, se il palo ha prevalentemente portata laterale

$H = 3/4 \text{ Lungh.Palo}$, se il palo porta sia di punta che di lato

$H = \text{Lungh.Palo}$, se il palo ha solo portata laterale

Per il muro in esame, il Cedimento Elastico in Fondazione è pari a 0.5344 cm.

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	XC4
Copriferro minimo [mm]	35

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]		
	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$
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

Per ciascun muro del presente progetto e per ogni sezione di verifica, vengono di seguito riportati:

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 tra la tensione limite e la massima tensione di lavoro dell'Acciaio**

E = **Esito della verifica: "V" se risulta verificato, "-" se non verificato**

Verifica Tensioni Acciaio MURO H 3,50 PAPANAICE

Sezione	M [daN·m]	N [daN]	σ_f [daN/cm ²]	$\sigma_{f \lim}$ [daN/cm ²]	λ	E
Mensola Esterna (SFe)	2488	0	273	2400	8.79	V
Mensola Interna (SFi)	-6631	0	728	2400	3.30	V
Sezione Spiccato (S0)	15378	11041	1418	2400	1.69	V
Sezione ad 1/3 H (S1)	5192	6030	527	2400	4.55	V
Sezione ad 2/3 H (S2)	852	2350	71	2400	33.80	V
Collegamenti Pali	4909	0	547	2400	4.39	V
Sezione Testa Palo	15387	49091	1307	2400	1.84	V
Sezione Palo z=5 cm	347	-40369	229	2400	10.48	V
Sezione Palo z=10 cm	-38	-31647	164	2400	14.63	V