

# Città di Piazza Armerina

## Provincia di Enna

### IV° SETTORE LAVORI PUBBLICI ED URBANISTICA

#### Oggetto

"Opere di urbanizzazione di recupero e rinnovamento del tessuto urbano a seguito di avvenuto crollo con realizzazione di sistema di collegamento verticale tra Piazza Alcide De Gasperi e Piazza Sottosanti".

**Parte D'opera:** MURI IN C.A. VIA NAPOLI

#### Materiali:

Calcestruzzo classe	C25/30
Resistenza caratteristica cls	fck 250 kg/cmq
Classe acciaio	B450C
Acciaio da carpenteria	S 235,S 275

**Committente:** Comune di Piazza Armerina

**Impresa:**

**Contenuti:**

- RELAZIONE GENERALE
- RELAZIONE ESECUTIVA
- RELAZIONE DI CALCOLO
- ELABORATI GRAFICI
- PARTICOLARI COSTRUTTIVI
- COMPUTO MATERIALI
- PIANO DI MANUTENZIONE

**scala**

///

#### IL CALCOLISTA:

ING. DUMINUCO Mario \_\_\_\_\_

#### I PROGETTISTI:

ING. DUMINUCO Mario \_\_\_\_\_

GEOM. GIANGRANDE Giovanni \_\_\_\_\_

#### IL R.U.P.:

ING. DUMINUCO Mario \_\_\_\_\_

#### IL RESPONSABILE DELLA SICUREZZA:

GEOM. SCIMONE Vittorio \_\_\_\_\_

#### Tavola Allegato

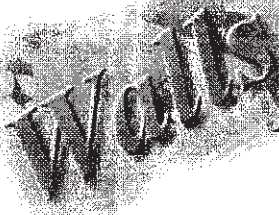
1	A	B	C	D	E	8	A	B
2	A	B	C	D		9	A	
3	A	B	C			23	A	B
4	A	B						
5	A	B						
6	A	B	C					
7	A	B	C					

Data

Revisione

Aggiornamento

Protocollo



## Relazione Generale

La seguente Relazione Generale riporta i dati generali che caratterizzano le opere di sostegno del progetto in esame, la collocazione in ambito nazionale e le caratteristiche generali del sito di ubicazione.

I livelli di sicurezza e le prestazioni attese dalle opere in esame vengono sintetizzate, tramite le specifiche caratteristiche riportate al rispettivo paragrafo.

Vengono anche riportate le indicazioni riguardo la tipologia e le caratteristiche dei materiali con cui le opere sono realizzate e tutte le azioni agenti sulle stesse.

### Descrizione Generale del Progetto

Il seguente progetto prevede la verifica, il calcolo e il disegno di 4 Muri di Sostegno, del tipo a Mensola in cemento armato, ubicati nel comune di Piazza Armerina.

I Muri a Mensola sono opere in cui la stabilità è affidata, soprattutto, al terreno sulla mensola di fondazione, retrostante il muro stesso.

### Livelli di sicurezza e prestazioni attese

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo da consentire la prevista utilizzazione, per tutta la vita utile di progetto ed in forma economicamente sostenibile in base al livello di sicurezza previsto dalle norme.

La sicurezza di un'opera e le sue prestazioni devono essere valutate in relazione agli Stati Limite che si possono verificare durante la vita di progetto (successivamente definita Vita Nominale).

Per Stato Limite si intende, in generale, quella determinata situazione, superata la quale, l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

Si parla, dunque, di condizioni che dovranno essere soddisfatte per scongiurare la crisi ultima (sicurezza nei confronti degli **Stati Limite Ultimi**) ed anche di condizioni, legate all'uso quotidiano della struttura stessa, per "rimanere adatta all'uso" (sicurezza nei confronti degli **Stati Limite di Esercizio**).

Inoltre è necessario garantire i criteri di robustezza nei confronti delle azioni eccezionali, che si traduce nella capacità di evitare danni sproporzionati in funzione delle cause innescanti (incendi, esplosioni, urti). L'opera deve essere, quindi, capace di subire danneggiamenti localizzati, a seguito dell'incorrere delle suddette azioni, senza che ne venga compromessa la stabilità globale, ovvero senza che possa incorrere il collasso globale.

Per poter definire i suddetti livelli di sicurezza attesi dall'opera è necessario definire, nella fase preliminare del progetto, la relativa **Classe d'Uso**.

Le opere in esame risultano essere di Classe II, definite in funzione delle possibili conseguenze di una interruzione di operatività, o eventuale collasso. Inoltre, in base al numero di anni nel quale dette opere devono poter essere utilizzate, per lo scopo al quale sono state destinate, purché soggette a manutenzione, si definisce una **Vita Nominale** pari a 50 anni.

### Caratteristiche del Sito

Il sito, ove è ubicato il progetto delle opere da realizzare, viene caratterizzato sulla base di una macrozonazione del territorio nazionale, in funzione della tipologia delle azioni da considerare, che impegnano le strutture nella loro vita utile.

Con riferimento alla caratterizzazione topografica, ai fini della definizione delle azioni sismiche, in base alle caratteristiche orografiche del sito, esso è classificabile come appartenente alla **Categoria Topografica T1**. Inoltre, il sito di ubicazione dell'opera si sviluppa in pianura od in collina.

Per le opere di sostegno, in generale, non è previsto il calcolo per neve e vento, pertanto l'unica azione ambientale da considerare è quella di tipo sismico, in base alla localizzazione del sito all'interno del reticolo di riferimento nazionale.

Di seguito vengono riportati i dati generali relativi alla caratterizzazione sismica del sito di pertinenza, nonché i parametri di calcolo dei materiali impiegati e del terreno interagente con l'opera.

### Caratterizzazione sismica del sito

La Pericolosità sismica di base viene determinata partendo dalle coordinate geografiche del sito in esame, ovvero Latitudine e Longitudine, rispettivamente pari a 37.23 e 14.2214, entrambe in gradi decimali.

Tale localizzazione all'interno del reticolo di riferimento, in cui è stato suddiviso l'intero territorio nazionale, è necessaria per determinare i valori dei parametri sismici fondamentali, che consentono di calcolare l'azione sismica di progetto, come prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni.

In definitiva, i parametri utili per la caratterizzazione sismica del sito in cui sorgono le opere di sostegno del presente progetto, vengono di seguito riportati in tabella:

	$g$	0.085
		B
		1.200
	$\beta$	1.000
		0.180
		0.018
		0.009

### Caratteristiche dei Materiali

I muri del presente progetto sono realizzati in Cemento Armato Ordinario, il cui peso specifico è pari a 2400 daN/m<sup>3</sup>. Si utilizzerà Calcestruzzo di **Classe C25/30** ed Acciaio tipo **B450C**.

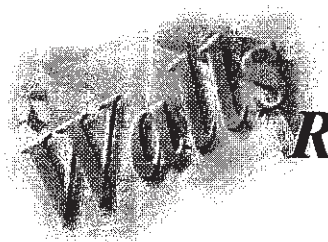
### Caratteristiche del Terreno

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

	$\gamma$	1800
		31
	$\phi$	0.02
		0.00
	$u$	21
		0.60
	$\delta$	1000
		7.00

Per la rappresentazione dettagliata del profilo del terreno a monte e a valle dell'opera, la schematizzazione di eventuali azioni esterne agenti, nonché le combinazioni di carico adottate, si rimanda ai capitoli della successiva Relazione di Calcolo.





## **Relazione sui Materiali**

La presente relazione riporta i dati necessari all'identificazione e alla qualificazione dei materiali strutturali adoperati nell'opera in oggetto, nonché le procedure di accettazione previste dalle vigenti Norme Tecniche.

L'opera, oggetto della presente progettazione strutturale, è realizzata interamente in Conglomerato Cementizio Armato; tale materiale (spesso definito impropriamente Cemento Armato) è ottenuto inglobando all'interno di un conglomerato di cemento ed inerti (definito Calcestruzzo) degli elementi in acciaio sotto forma di barre opportunamente modellate, che hanno l'importante compito di assorbire gli sforzi di trazione.

Per ottenere un calcestruzzo armato con buone caratteristiche meccaniche, è necessario che i materiali che lo costituiscono rispettino i criteri di conformità fissati dalla normativa.

In particolare, verranno dapprima riportati i requisiti che i componenti devono possedere per realizzare un calcestruzzo di buona qualità e, in seguito, analizzate le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo armato adoperato, illustrando le prescrizioni relative al conglomerato cementizio e quelle relative all'acciaio. Tali prescrizioni conterranno anche le indicazioni atte a garantire la lavorabilità dell'impasto e la durabilità dell'opera, in relazione alle condizioni ambientali del sito di costruzione. Ciò comporta determinate scelte progettuali, come assegnare un valore adeguato di copriferro minimo (inteso come lo spessore minimo di calcestruzzo che ricopre le armature) ai fini della protezione del calcestruzzo armato contro la corrosione delle armature metalliche.

### **Componenti del calcestruzzo**

Come già accennato, il calcestruzzo è costituito da un aggregato di inerti (sabbia e ghiaia o pietrisco) legati da una pasta cementizia, composta da acqua e cemento. Oltre ai componenti normali, è consentito l'uso di aggiunte (ceneri volanti, loppe granulate d'altoforno e fumi di silice) e di additivi chimici (acceleranti, ritardanti, aeranti, ecc.), in conformità a quanto previsto al paragrafo 11.2.9 del D.M. 14/1/2008.

#### **Cemento**

La fornitura del cemento sarà effettuata con l'osservanza delle condizioni e modalità di cui all'art.3 della legge 26/5/1965 n.595. Verrà impiegato cemento conforme alla norma armonizzata UNI EN 197.

#### **Aggregati**

Sono idonei alla produzione del calcestruzzo per uso strutturale gli aggregati ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, artificiali, ovvero provenienti da processi di riciclo, conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 12620 e, per gli aggregati leggeri, alla norma europea armonizzata UNI EN 13055-1.

L'attestazione della conformità di tali aggregati deve essere effettuata ai sensi del DPR n. 246/93. Inoltre, gli aggregati riciclati devono rispettare, in funzione della destinazione finale del calcestruzzo e delle sue proprietà prestazionali, dei requisiti chimico-fisici aggiuntivi, rispetto a quelli fissati per gli aggregati naturali, secondo quanto prescritto dalle norme UNI 8520-1:2005 e UNI 8520-2:2005. Ad ogni modo, la dimensione massima dell'inerte sarà commisurata, per l'assestamento del getto, ai vuoti tra le armature e tra i casseri tenendo presente che il diametro massimo dell'inerte non dovrà superare: la distanza minima tra due ferri contigui ridotta di 5 mm, 1/4 della dimensione minima della struttura e 1/3 del copriferro.

#### **Acqua di impasto**

L'acqua di impasto, ivi compresa quella di riciclo, dovrà essere conforme alla norma UNI EN 1008:2003.

#### **Additivi**

Gli additivi chimici, utilizzati per migliorare una o più prestazioni del calcestruzzo, devono essere conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 934-2.

#### **Aggiunte**

Nei calcestruzzi è ammesso l'impiego di aggiunte, in particolare di ceneri volanti, loppe granulate d'altoforno e fumi di silice, purché non ne vengano modificate negativamente le caratteristiche prestazionali.

Le ceneri volanti devono soddisfare i requisiti della norma europea UNI EN 450-1. Per quanto riguarda invece l'impiego bisogna fare riferimento alle norme UNI EN 206-1:2006 e UNI 11104:2004.

I fumi di silice, infine, devono soddisfare i requisiti della norma europea UNI EN 13263-1.

Per ulteriori approfondimenti sullo stoccaggio in cantiere e la messa in opera dei materiali utilizzati, si rimanda alla Relazione Esecutiva.

## Calcestruzzo

Per il calcestruzzo preconfezionato o confezionato in opera per strutture armate, così come stabilito successivamente nella relazione di calcolo e in conformità alle seguenti norme:

- D.M. 14 gennaio 2008, Cap 4 e 11
- C.M. 2 febbraio 2009 n°617
- Linee Guida per il calcestruzzo strutturale
- UNI-EN 206-1
- UNI-EN 12620
- UNI 197/1

si richiedono le seguenti caratteristiche:

	C25/30
	300
	S1
	XC1
	25
	0.6
	300
	No
	A

Definita la classe di calcestruzzo adoperata, è possibile calcolare tutti i parametri di resistenza che ne caratterizzano il comportamento, sia a compressione che a trazione, come riportato nelle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
 R_{ck} &= \text{Valore caratteristico della resistenza cubica a compressione} \\
 f_{ck} &= 0.83 R_{ck} = \text{Valore caratteristico della resistenza cilindrica a compressione} \\
 f_{cm} &= f_{ck} + 8 = \text{Valore medio della resistenza cilindrica} \\
 E_c &= 220000[f_{cm}/10]^{0.3} = \text{Modulo Elastico secante tra la tensione nulla e } 0.40 f_{cm} \\
 f_{cd} &= f_{ck} / \gamma_c = \text{Resistenza di calcolo a compressione, con } \gamma_c \text{ pari a } 1.50 \\
 \alpha f_{cd} &= 0.85 f_{cd} = \text{Resistenza di calcolo a compressione ridotta, per i carichi di lunga durata} \\
 f_{ctm} &= 0.30 f_{ck}^{2/3} = \text{Resistenza media a trazione} \\
 f_{ctk} &= 0.7 f_{ctm} = \text{Resistenza caratteristica a trazione} \\
 f_{ctk} &= 1.2 f_{ctm} = \text{Resistenza caratteristica a trazione per flessione} \\
 f_{ctd} &= f_{ctk} / \gamma_c = \text{Resistenza di calcolo a trazione} \\
 f_{ctd} &= f_{ctk} / \gamma_c = \text{Resistenza di calcolo a trazione per flessione}
 \end{aligned}$$

I valori così calcolati vengono riportati nella seguente tabella:

Classe Cls	Rck	fck	fcm	Ec	fcd	$\alpha f_{cd}$	fctm	fctk	fctk	fctd	fctd
	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>
C25/30	300	249	328	314471	166	141	25.6	17.9	21.5	11.9	14.3

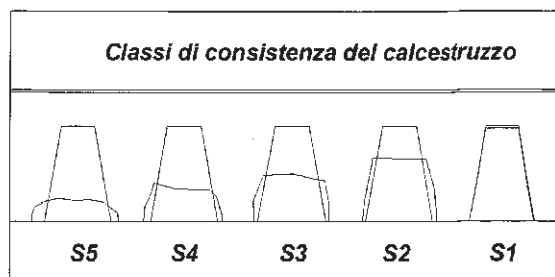
### Lavorabilità dell'impasto

La lavorabilità, ovvero la facilità con cui viene mescolato l'impasto, varia in funzione del tipo di calcestruzzo impiegato, dipende dalla granulometria degli inerti, dalla presenza o meno di additivi e aumenta in relazione al quantitativo di acqua aggiunta. Inoltre, la lavorabilità aumenta al diminuire della consistenza, che rappresenta il grado di compattezza dell'impasto fresco.

La classe di consistenza del calcestruzzo da utilizzare viene fissata in base all'esigenza che l'impasto rimanga fluido per il tempo necessario a raggiungere tutte le parti interessate dal getto, senza che perda di omogeneità ed in modo che, a compattazione avvenuta, non rimangano dei vuoti. Il calcestruzzo viene quindi classificato, a seconda della sua consistenza, sulla base dell'abbassamento al cono, definito **Slump** ed identificato da un codice (da S1 a S5), che corrisponde ad un determinato intervallo di lavorabilità, espresso mediante la misura dello Slump, in mm. La lavorabilità cresce all'aumentare del numero che indica la classe.

Considerare, ad esempio, un calcestruzzo con classe di consistenza S3, caratterizzato da uno slump compreso tra 100 e 150 mm, significa che, se sottoposto alla prova di abbassamento del cono (slump test), il provino troncoconico di calcestruzzo fresco, appena sformato, subisce un abbassamento compreso in quell'intervallo.





La scelta della classe di consistenza del calcestruzzo è legata alla lavorabilità che ci si aspetta dall'impasto per il tipo di opera che si deve andare a realizzare.

Classe di Consistenza	Slump (mm)	Applicazioni
S1 (Terra umida)	10 - 40	pavimenti messi in opera con vibro finiture
S2 (Terra plastica)	50 - 90	strutture circolari (silos, ciminiera)
S3 (semi fluida)	100 - 150	strutture non armate o poco armate
S4 (fluida)	160 - 210	strutture mediamente armate
S5 (super fluida)	oltre 210	strutture fortemente armate con ridotta sezione e/o complessa geometria

Per la quasi totalità delle opere in calcestruzzo armato gettato in casseforme, ci si aspetta una lavorabilità che ricada tra la classe di consistenza semi-fluida (S3) e quella super-fluida (S5).

Per l'opera in esame, in base ai criteri esposti, si è scelto di utilizzare un calcestruzzo appartenente alla Classe di consistenza **S4**.

### Durabilità

La durabilità di un'opera in calcestruzzo armato dipende fortemente dalle condizioni ambientali del sito, di edificazione dell'opera stessa. Inoltre, per resistere alle azioni ambientali, il calcestruzzo deve possedere dei requisiti che tengano conto della vita di esercizio prevista per l'opera da realizzare.

E' possibile suddividere le diverse parti di una struttura, a seconda della loro esposizione all'ambiente esterno, in modo da individuare le corrispondenti classi di esposizione.

A seconda delle situazioni esterne ambientali, più o meno aggressive, è possibile, definire più classi di esposizione, come prescritto dalle UNI-EN 206-1:2006 e come riportato nella seguente tabella:

Classe	Ambiente
X0	Assenza di corrosione
XC	Corrosione da carbonatazione
XD	Corrosione da cloruri non marini
XS	Corrosione da cloruri marini
XF	Degrado per cicli gelo - disgelo
XA	Attacchi chimici

Le Norme Tecniche per le Costruzioni, invece, distinguono le condizioni ambientali in ordinarie, aggressive e molto aggressive, e definiscono, per ciascuna condizione, le corrispondenti classi di esposizione, come di seguito indicato in tabella:

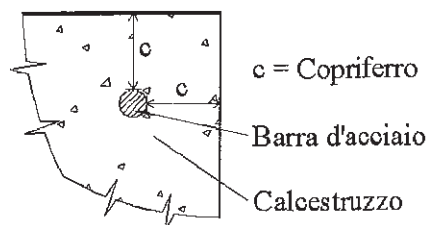
Condizioni ambientali	Classi di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3,
Aggressive	XC4, XD1, XS1
Molto Aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3

Per ciascuna delle suddette classi di esposizione è richiesto il rispetto di alcuni vincoli, espressi sotto forma di rapporto acqua cemento (a/c), dosaggio di cemento e spessore minimo del copriferro.

Nel seguente prospetto, in funzione della classe di esposizione scelta, vengono riportati il valore massimo del rapporto acqua cemento, il dosaggio minimo del cemento e la classe di resistenza minima del calcestruzzo che occorre rispettare.

	XC1
	0.6
	300
	300

Come già detto, all'accentuarsi dell'intensità dell'attacco dell'ambiente esterno, oltre ad incrementare il quantitativo di cemento nell'impasto (riducendo quindi il rapporto acqua-cemento), è necessario aumentare lo spessore di calcestruzzo che ricopre le armature. Tale ricoprimento di calcestruzzo, generalmente definito  $\square$  Copriferro  $\square$ , è necessario per proteggere sia le barre di acciaio dai fenomeni di corrosione e dagli attacchi degli agenti esterni e, soprattutto, per assicurare una adeguata trasmissione delle forze di aderenza.



Lo spessore del copriferro viene dimensionato in funzione della aggressività dell'ambiente esterno, della classe di resistenza del calcestruzzo e della vita nominale della struttura.

Nella tabella seguente, vengono indicati, espressi in mm, i copriferri minimi da adottare prescritti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, sia per elementi a piastra che per altri elementi costruttivi:

	C25/30
	XC1
	25

### Controllo di accettazione del calcestruzzo

Le Norme tecniche per le Costruzioni fissano l'obbligo di eseguire controlli sistematici in corso d'opera per verificare la conformità delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera rispetto a quello stabilito dal progetto e sperimentalmente verificato in sede di valutazione preliminare.

Il prelievo dei campioni per il controllo di accettazione verrà eseguito secondo le modalità prescritte al punto 11.2.5.3 del D.M.14/01/2008.

Il controllo da eseguire, per l'opera in oggetto, in funzione del quantitativo di calcestruzzo in accettazione è quello di tipo A.

Il controllo di accettazione è positivo ed il quantitativo di calcestruzzo accettato se risultano verificate le disuguaglianze di cui alla tabella seguente:

Controllo di tipo A
$R_1 > R_{ck} - 3.5$
$R_m > R_{ck} + 3.5$
Numero Prelievi = 3

dove:

$R_m$  = Resistenza media dei prelievi, espressa in N/mm<sup>2</sup>

$R_1$  = Minore valore di resistenza dei prelievi, espresso in N/mm<sup>2</sup>

## Acciaio

L'acciaio dolce da carpenteria utilizzato è del tipo B450C, qualificato secondo le procedure D.M. 14/01/2008 par.11.3.1.2 e par.11.3.3.5.

In conformità alle seguenti norme:

- D.M. 14 gennaio 2008 Cap. 11
- C.M. 2 febbraio 2009 n° 617
- UNI-EN 7438
- UNI 10080

si richiedono, per l'acciaio, le seguenti caratteristiche meccaniche:

	$\geq 4500$
	$\geq 5400$
	$\geq 7.5$
	$1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$
	$\leq 1.25$
	3913
	2100000

Si è scelto di utilizzare barre d'acciaio aventi i diametri, espressi in mm, riportati nel seguente prospetto:

### Armature Muri

	8
	12
	10
	12

Il campionamento e le prove saranno condotte secondo quanto previsto al par.11.3.2 del D.M. 14/01/2008.

**Il Tecnico**





## Relazione Esecutiva

Scopo della presente relazione è fornire le informazioni utili al corretto stoccaggio e alla messa in opera dei materiali strutturali, nonché le procedure di accettazione e controllo dei materiali in cantiere. Vengono altresì forniti i particolari esecutivi necessari alla corretta realizzazione dell'opera in esame.

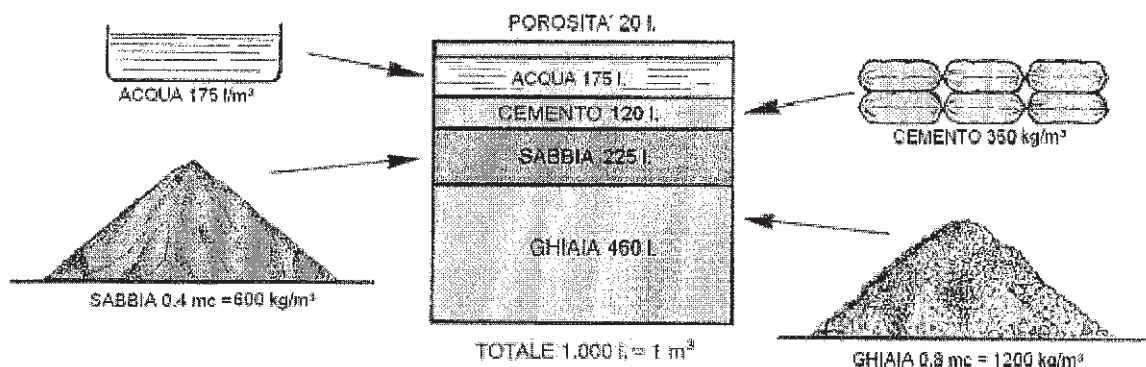
Per poter garantire un buon comportamento meccanico del prodotto finito, che possa essere mantenuto nel tempo, è necessario assicurare una buona qualità dei materiali componenti, che deve essere costante durante tutte le fasi di produzione.

In particolare tutti gli elementi costituenti il calcestruzzo devono essere opportunamente dosati, secondo precisi rapporti di miscelazione e rispettare i criteri di conformità fissati per legge, già indicati in maniera più estesa nella Relazione sui Materiali.

### Calcestruzzo

Il conglomerato cementizio da impiegarsi dovrà essere dosato rispettando i seguenti rapporti di miscelazione, con le quantità riferite ad un  $m^3$  di conglomerato.

#### COMPOSIZIONE MEDIA DI 1 $m^3$ DI CALCESTRUZZO

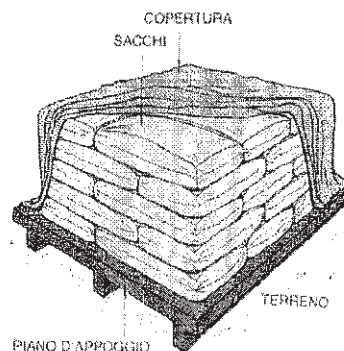


Nella formazione degli impasti, i vari componenti dovranno risultare intimamente mescolati ed uniformemente distribuiti nella massa e durante il getto si dovrà procedere ad idonea azione di vibratura.

#### Cemento

Il cemento dovrà essere conservato esclusivamente in locali coperti, asciutti e privi di correnti d'aria. Se fornito in sacchi, questi non vanno mai tenuti all'aperto, ma conservati in ambienti asciutti e chiusi, lasciando sempre delle intercapedini fra il piano di appoggio e il terreno.

E' escluso l'impiego di cementi alluminosi. Qualora il calcestruzzo risulti esposto a condizioni ambientali chimicamente aggressive si devono utilizzare cementi per i quali siano prescritte adeguate proprietà di resistenza ai solfati e/o al dilavamento o ad altre azioni aggressive.



#### Sabbia

La sabbia dovrà essere prelevata esclusivamente da fiumi e da fossi; dovrà essere costituita da elementi prevalentemente silicei, di forma angolosa e di grossezza assortita; dovrà essere aspra al tatto e senza lasciare traccia di sporco; dovrà essere esente da cloruri e scevra di materie terrose, argillose, limacciose e polvulorenti; non dovrà contenere fibre organiche.

### **Ghiaia e Pietrisco**

La ghiaia dovrà essere formata da materiali resistenti, inalterabili all'aria, all'acqua ed al gelo, gli elementi dovranno essere pulitissimi ed esenti da cloruri e da materiali polverulenti; dovranno essere esclusi elementi a forma di ago e di piastrelle.

Il pietrisco e la graniglia dovranno provenire dalla spezzatura di rocce silicee, basaltiche, porfiree, granitiche e calcaree, rispondenti in genere ai requisiti prescritti per pietre naturali nonché a quelli prescritti per la ghiaia al precedente punto. Dovrà essere escluso il pietrisco proveniente dalla frantumazione di scaglie di residui di cave.

E' consentito l'uso di aggregati grossi provenienti da riciclo, secondo i limiti previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, a condizione che la miscela di calcestruzzo confezionata con aggregati riciclati, venga preliminarmente qualificata e documentata attraverso idonee prove di laboratorio.

### **Acqua**

L'acqua dovrà essere dolce, limpida non aggressiva e priva di terre. Non dovranno essere impiegate acque eccessivamente dure o ricche di solfati o cloruri; acque di rifiuto, anche se limpide, se provenienti da fabbriche di qualsiasi genere; acque contenenti argilla, humus, limo; acque contenenti residui grassi, oleosi o zuccherini; acque piovane.

Inoltre, dato che l'eccesso di acqua costituisce causa fondamentale della riduzione di resistenza del conglomerato, nella determinazione della qualità dell'acqua, per l'impasto si dovrà tenere conto anche di quella contenuta negli inerti.

### **Aggiunte e Additivi**

Oltre ai componenti normali (cemento, acqua, sabbia e ghiaia) è ammesso l'utilizzo di prodotti chimici come additivi al calcestruzzo. Essi, aggiunti solitamente in piccole quantità, hanno lo scopo di migliorare una o più prestazioni. A seconda della loro specifica funzione, gli additivi possono essere classificati in varie tipologie: acceleranti, ritardanti, aeranti, inibitori di corrosione, battericidi, idrofobizzanti, anti-ritiro, fluidificanti e superfluidificanti. In particolare, i fluidificanti, ad esempio, migliorano la lavorabilità dell'impasto, evitando di dover aumentare la quantità d'acqua; gli acceleranti e i ritardanti, rispettivamente, accelerano e ritardano la presa del calcestruzzo in opera; gli aeranti introducono aria, migliorando la resistenza al gelo.

L'uso degli additivi deve essere fatto con attenzione, seguendo le indicazioni del fornitore. E' importante precisare che un uso scorretto, specie con riferimento alle quantità, può comportare effetti secondari negativi.

### **Modalità di accettazione del conglomerato cementizio**

#### **Prelievo dei campioni**

Il prelievo consiste nel prelevare dagli impasti, al momento della posa in opera, il calcestruzzo necessario per la confezione di un gruppo di due provini.

La media delle resistenze a compressione dei due provini di un prelievo rappresenta la □Resistenza di prelievo□, che rappresenta il valore mediante il quale vengono eseguiti i controlli del calcestruzzo.

Per la preparazione, la forma, le dimensioni e la stagionatura dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nelle norme UNI EN 12390-1:2002 e UNI EN 12390-2:2002.

#### **Modalità del controllo**

Il controllo di tipo A è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m<sup>3</sup>. Ogni controllo di accettazione di tipo A è rappresentato da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m<sup>3</sup> di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m<sup>3</sup> massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Nelle costruzioni con meno di 100 m<sup>3</sup> di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare dall'obbligo di prelievo giornaliero.

---

## Acciaio

L'Acciaio per strutture in c.a. deve essere prodotto con un sistema permanente di controllo interno della produzione in stabilimento. Le prove di qualifica dell'acciaio prodotto devono essere effettuate sia internamente all'impianto di produzione, sotto controllo di un laboratorio ufficiale, sia presso il laboratorio ufficiale stesso. Tali prove devono essere qualificate con revisione semestrale da parte del Servizio Tecnico Centrale, mediante emissione di attestato di qualificazione, in cui vengono dichiarati i valori caratteristici dei vari requisiti geometrici e prestazionali, richiesti dalle Norme.

Le armature devono essere protette, durante la permanenza in deposito, contro tutte le azioni esterne che ne possano compromettere le caratteristiche geometriche o meccaniche. E' necessario, prima della messa in opera controllare lo stato superficiale delle armature.

Tutte le barre di acciaio dovranno essere poste in opera prive di tracce di ruggine e praticando all'estremità gli opportuni ancoraggi ed in ogni caso dovranno rispondere a tutti i requisiti riportati nella Circolare del Ministero LL.PP. n.37406 del 24/06/1993, relativamente agli acciai ad aderenza migliorata.

Tutti gli acciai per cemento armato devono essere ad aderenza migliorata, aventi cioè una superficie dotata di nervature o indentature trasversali, uniformemente distribuite sull'intera lunghezza, atte ad aumentare l'aderenza al conglomerato cementizio.

Le barre sono caratterizzate dal diametro della barra tonda liscia equipesante, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7,85 kg/dm<sup>3</sup>.

Per il presente progetto, si è scelto di usare l'acciaio tipo B450C che risulta più duttile e può essere impiegato in barre del diametro compreso tra 6 e 40 mm. Nel caso si utilizzino diametri fino a 16 mm, è ammesso l'uso di acciai forniti in rotoli.

La lunghezza di ancoraggio  $L_b$  delle barre deve essere almeno pari a venti volte il diametro, mentre la piegatura del ferro deve essere almeno cinque volte il diametro.

Le dimensioni del mandrino, con cui effettuare la piegatura dei ferri, dipende dal diametro della barra e dal tipo di acciaio impiegato come prescritto dalle norme UNI-EN 206, e come di seguito riportato in tabella:

Diametro della barra $\varnothing$	Diametro del mandrino $\beta$
$\varnothing < 12 \text{ mm}$	$4\varnothing$
$12 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 16 \text{ mm}$	$5\varnothing$
$16 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 25 \text{ mm}$	$8\varnothing$
$25 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 40 \text{ mm}$	$10\varnothing$

Lunghezza di ancoraggio $L_b \geq 20 \varnothing$	Lunghezza della piega $L \geq 5 \varnothing$

### Modalità di accettazione dell'acciaio

La documentazione di qualifica, attestante i valori caratteristici dei vari requisiti geometrici e prestazionali richiesti dalle Norme, deve essere verificata ad ogni fornitura di materiale in cantiere.

L'acciaio deve essere riconoscibile per quanto concerne le caratteristiche qualitative e riconducibile allo stabilimento di produzione, tramite marchiatura indelebile, depositata presso il Servizio Tecnico Centrale. Dalla marchiatura deve risultare, in modo inequivocabile, il riferimento all'azienda produttrice, allo stabilimento, al tipo di acciaio e alla sua eventuale saldabilità. La mancata marchiatura, la non corrispondenza a quanto depositato o la sua illeggibilità, anche parziale, rendono il prodotto non impiegabile.

## Accorgimenti Costruttivi

Si richiama l'attenzione dell'impresa e della direzione lavori sulle seguenti prescrizioni, riguardanti particolari accorgimenti costruttivi in fase di esecuzione delle opere di sostegno:

### Drenaggio dei muri

I muri di sostegno, dopo la loro realizzazione, necessitano di un terrapieno a monte, la cui quantità dipende dalla forma della scarpata e dalle dimensioni geometriche del muro.

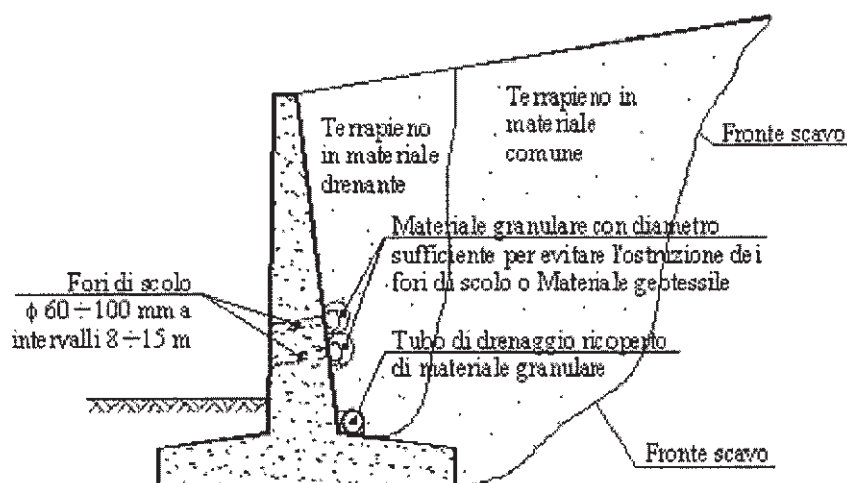
Considerato che dietro il muro, l'accumulo di acqua fa aumentare notevolmente il peso specifico del terreno (e quindi, la pressione laterale agente sul muro), risulta necessario utilizzare particolare attenzione al materiale impiegato ed alle modalità esecutive del terrapieno posizionato a monte del muro.

È opportuno, quindi, realizzare un sistema di drenaggio, capace di ridurre al minimo o, quanto meno, di abbattere il valore della spinta dovuta alla pressione dell'acqua nel terreno, realizzando dei fori di drenaggio, lungo il muro, e mediante riempimento di terreni dotati di elevata permeabilità, come il materiale lapideo con un'opportuna scelta della pezzatura.

Il sistema di drenaggio migliore, ma sicuramente anche quello che comporta dei costi maggiori, è quello di predisporre opportunamente dreni orizzontali o sub-orizzontali, i quali riducono notevolmente la spinta dell'acqua.

I dreni verticali posizionati a tergo del muro, più semplici da realizzare, si limitano invece a ridurre sensibilmente il valore della spinta dell'acqua. Affinché essi funzionino correttamente, non devono essere contaminati da altro materiale impermeabile o a bassa permeabilità e devono essere a contatto con l'aria attraverso dei tubi aventi sezione e pendenza sufficienti a favorire lo smaltimento di acqua e sedimenti.

Qualunque sia il sistema di drenaggio utilizzato, va comunque tenuto in considerazione il problema della collocazione di materiale filtrante, tipo geotessile, sopra i fori dal lato del terrapieno, in maniera da evitare la fuoriuscita del materiale fino, che comporta il ricoprimento degli stessi fori, non permettendo più la fuoriuscita dell'acqua a tergo del muro.



Particolare attenzione dovrà essere posta nell'esecuzione di muri, realizzati in zone con temperature rigide, visto che l'acqua, presente nel terrapieno, può gelare e produrre spinte laterali e spostamenti considerevoli, oltre i limiti di danno e non più recuperabili quando il ghiaccio si scioglie.

Per le altre prescrizioni in fase di esecuzione dei lavori si richiamano le disposizioni di cui alle norme tecniche vigenti emanate dal Ministero LL.PP.

**Il Tecnico**





# 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 2015**, 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 **Boero Carlo**.

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 test 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.

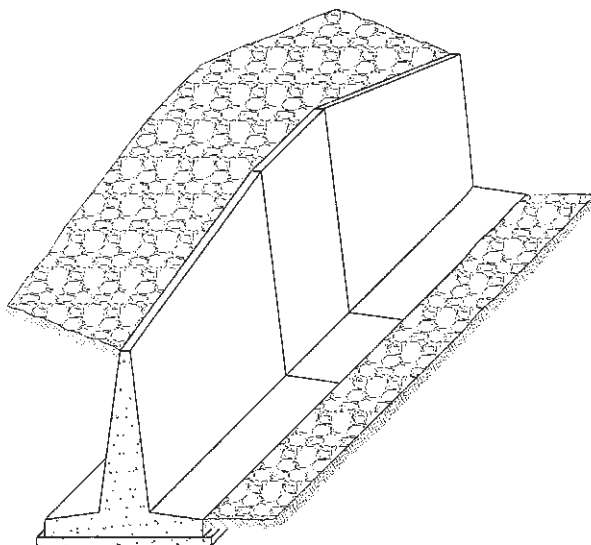
Per verificare la sicurezza dei muri, si adotta il metodo dell'equilibrio limite, allo scopo di considerare efficacemente il comportamento del sistema opera-terreno sotto il regime di spinta definito, anche in presenza di falda o di effetti inerziali generati in occasione di evento sismico.

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

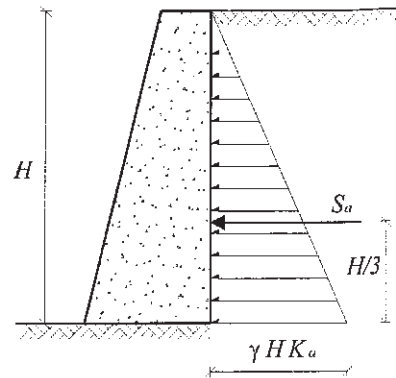
Lo schema di calcolo è basato sulla teoria di Coulomb nella ipotesi di fondazione rigida, superficie di rottura piana passante per il piede del muro ed assenza di falda.

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:

$\gamma_t$  = 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:

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

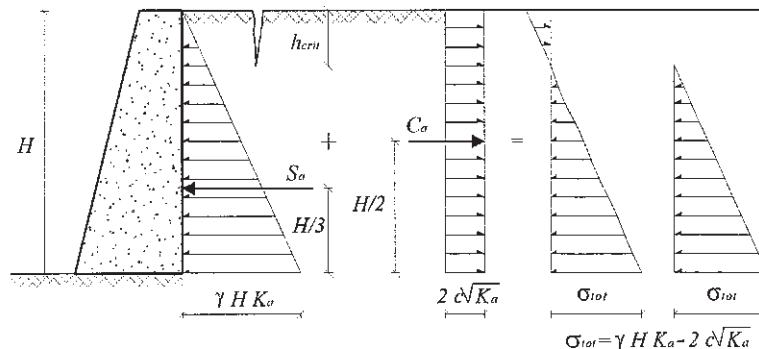
dove:

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

Nel caso di terreno coesivo, si considera una contropinta 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:

$\gamma_w$  = 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:

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

dove:

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido, rapportata 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

$\beta$  = 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:

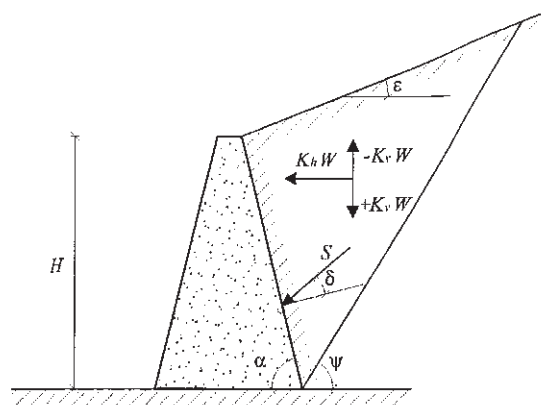
$$S_{as} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_{as} \cdot H^2$$

in cui:

$\gamma_t$  = 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;

$\gamma_w$  = 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  $\gamma_F$ :  $F_d = F_k \cdot \gamma_F$ . 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  $\gamma_M$ :  $f_d = f_k / \gamma_M$ .

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

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

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  $\sigma$ - $\epsilon$  dei materiali di tipo elastico lineare.



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

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

mentre per gli stati limite ultimi, si distinguono:

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

Ciascuno di questi stati limite è riferito a una possibilità di danneggiamento 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 (inclusendo 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 $\phi'$	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

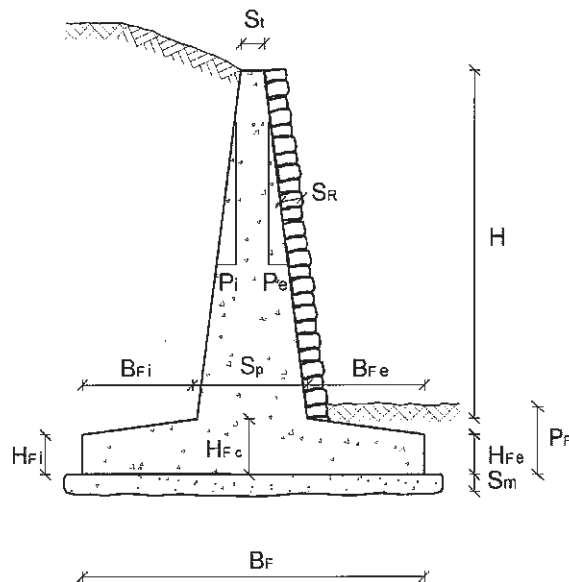
Per ogni muro del presente progetto vengono di seguito riportate le caratteristiche geometriche di elevazione e di fondazione, nonché i parametri del terreno a monte e a valle dell'opera e i relativi valori delle azioni agenti. I dati, riferiti a ciascuna sezione del muro, sono rappresentati mediante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

### Geometria Elevazione

- $H$  = Altezza della Parete del Muro [cm]  
 $S_t, S_b$  = Spessore del Muro in Testa e al Piede della Parete [cm]  
 $P_e, P_i$  = Pendenza della Parete Esterna ed Interna [%]  
 $S_R, \gamma_R$  = Spessore [cm] e Peso Specifico [daN/m<sup>3</sup>] dell'eventuale Strato di Rivestimento

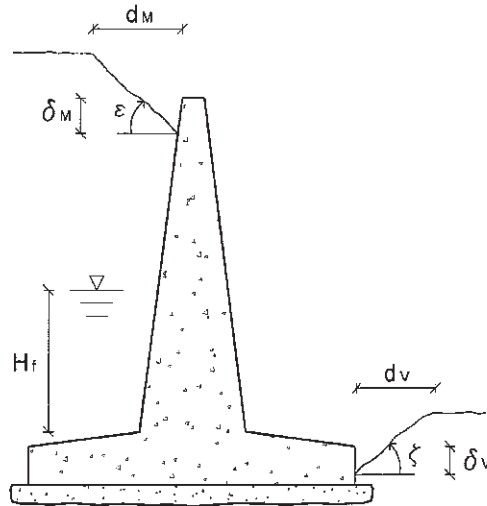
### Geometria Fondazione

- $B_F$  = 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]



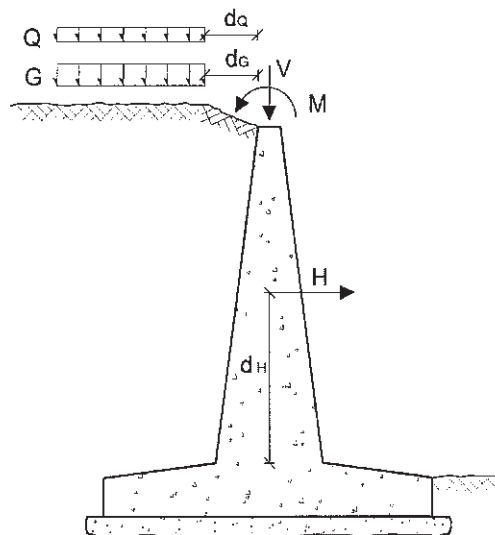
### Geometria Terreno

- $\varepsilon$  = Angolo di Inclinazione del Terreno lato Monte del Muro [grd]  
 $d_M$  = Distanza dalla Testa del Muro del Tratto Orizzontale di Terreno [cm]  
 $\delta_M$  = Abbassamento del Terreno lato Monte, rispetto alla Testa del Muro [cm]  
 $\zeta$  = Angolo di Inclinazione del Terreno lato Valle del Muro [grd]  
 $d_V$  = Distanza dalla Fondazione del Muro del Tratto Orizzontale di Terreno [cm]  
 $\delta_V$  = 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 h=180

DISEGNO GEOMETRIA	DISEGNO TERRENO E AZIONI

Muro 1 - Muro h=180

Dati Geometria Elevazione

	180
$t$	30
$p$	30
$e$	0
$i$	0

Dati Geometria Fondazione

$F$	130
$F$	50
$F_e$	50
$F_i$	50
$F$	50
$m$	20

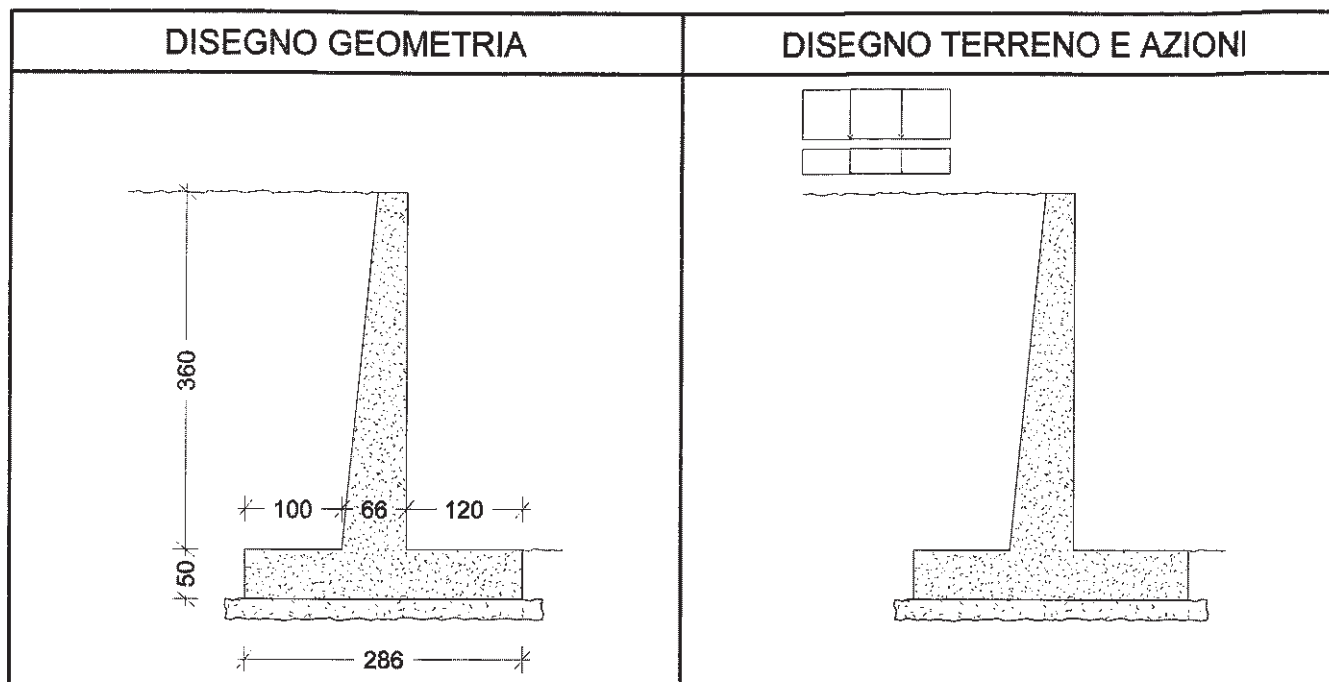
Dati Terreno

$\varepsilon$	0
$\zeta$	0
$\delta_v$	0

Dati Azioni

	0
	0
	0
$H$	0
	0
	500
$G$	100
	1000
$q$	100

# Muro 2 - Muro h=360



## Muro 2 - Muro h=360

### Dati Geometria Elevazione

	360
t	30
p	66
a	0
i	10

### Dati Geometria Fondazione

F	286
F	50
F <sub>e</sub>	120
F <sub>i</sub>	100
F	50
m	20

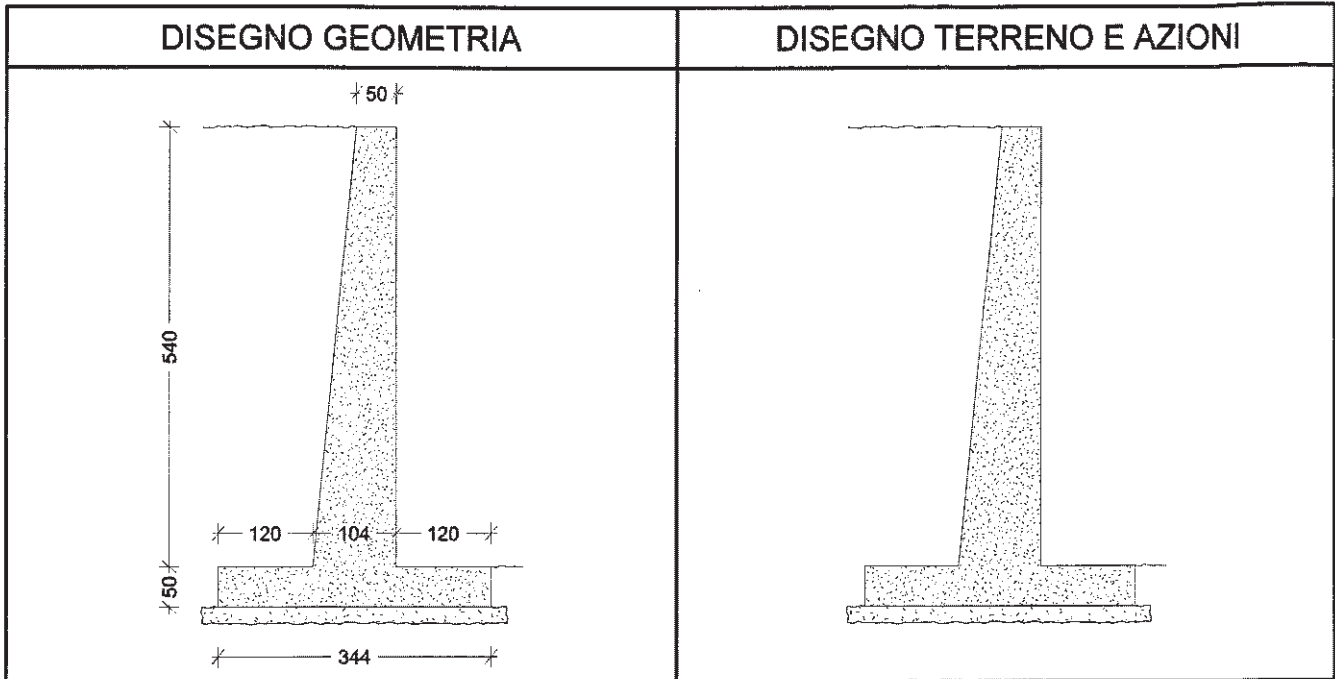
### Dati Terreno

ε	0
ζ	0
δ <sub>v</sub>	0

### Dati Azioni

	0
	0
	0
H	0
	500
G	100
	1000
Q	100

Muro 3 - Muro h=5.40



Muro 3 - Muro h=5.40

Dati Geometria Elevazione

	540
t	50
p	104
e	0
i	10

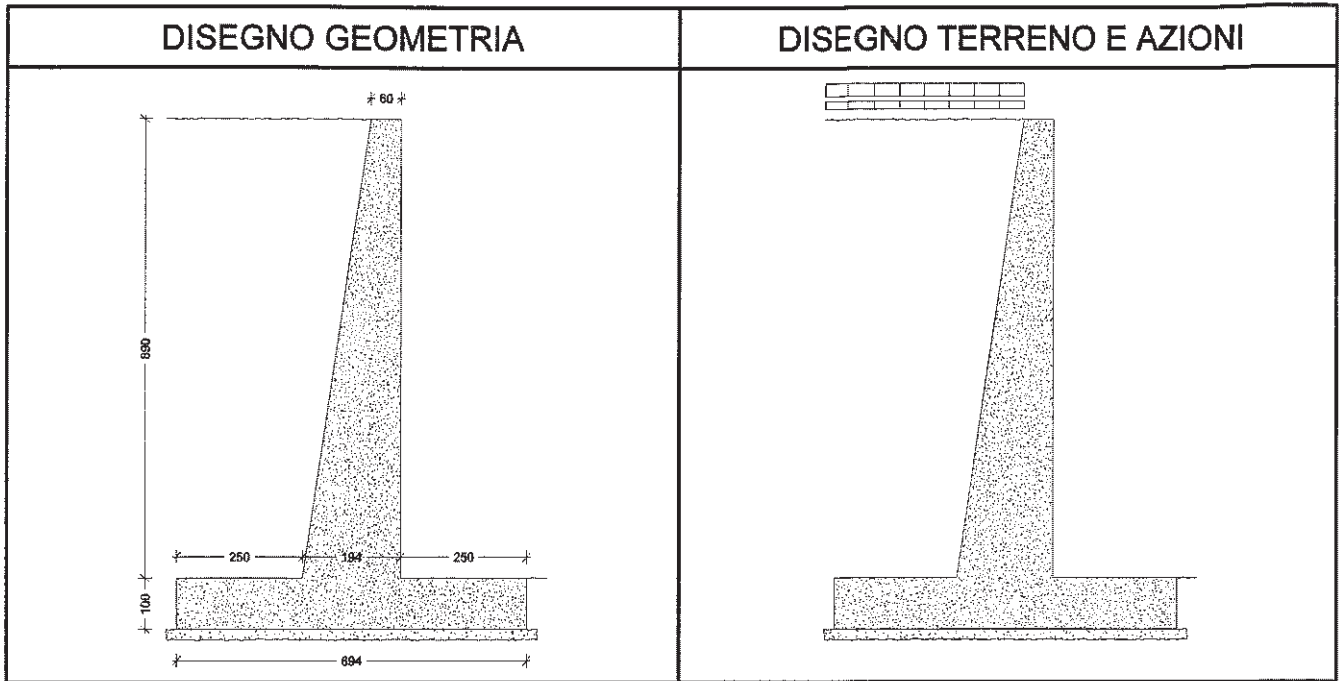
Dati Geometria Fondazione

F	344
F	50
Fe	120
Fi	120
F	50
m	20

Dati Terreno

$\varepsilon$	0
$\zeta$	0
$\delta_v$	0

Muro 4 - Muro h=890



Muro 4 - Muro h=890

Dati Geometria Elevazione

	890
t	60
p	194
e	0
i	15

Dati Geometria Fondazione

F	693
F	100
Fe	250
Fi	250
F	100
m	20

Dati Terreno

$\varepsilon$	0
$\zeta$	0
$\delta_v$	0

Dati Azioni

	0
	0
	0
H	0
	0
G	300
	0
	500
Q	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  $\gamma_M$  per i parametri di resistenza e  $\gamma_F$  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:

$\gamma$  = **Peso Specifico [daN/m<sup>3</sup>]**  
 $\phi, \delta$  = **Angolo Attrito Interno e Attrito Terra-Muro [grd]**  
 $f_a$  = **Fattore Attrito Terra-Muro**  
 $c, c_u$  = **Coesione drenata e non drenata [daN/cm<sup>2</sup>]**

Comb.	$\gamma$ [daN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [grd]	$\delta$ [grd]	$f_a$	$c$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$c_u$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
STR	1800	31	20	0.60	0.02	0.00
GEO	1800	25	16	0.48	0.02	0.00
EQU	1800	25	16	0.48	0.02	0.00
S+	1800	25	16	0.48	0.02	0.00
S-	1800	25	16	0.48	0.02	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 h=180

Carichi	Comb.	(G, Q) [daN/m]	H [daN]	V [daN]	M [daN m]
Permanenti	STR	650	0	0	0
	GEO	500	0	0	0
	EQU	550	0	0	0
Variabili	STR	1500	0	0	0
	GEO	1300	0	0	0
	EQU	1500	0	0	0

#### Muro 2 - Muro h=360

Carichi	Comb.	(G, Q) [daN/m]	H [daN]	V [daN]	M [daN m]
Permanenti	STR	650	0	0	0
	GEO	500	0	0	0
	EQU	550	0	0	0
Variabili	STR	1500	0	0	0
	GEO	1300	0	0	0
	EQU	1500	0	0	0

**Muro 4 - Muro h=890**

Carichi	Comb.	(G, Q) [daN/m]	H [daN]	V [daN]	M [daN m]
Permanenti	STR	390	0	0	0
	GEO	300	0	0	0
	EQU	330	0	0	0
Variabili	STR	750	0	0	0
	GEO	650	0	0	0
	EQU	750	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:

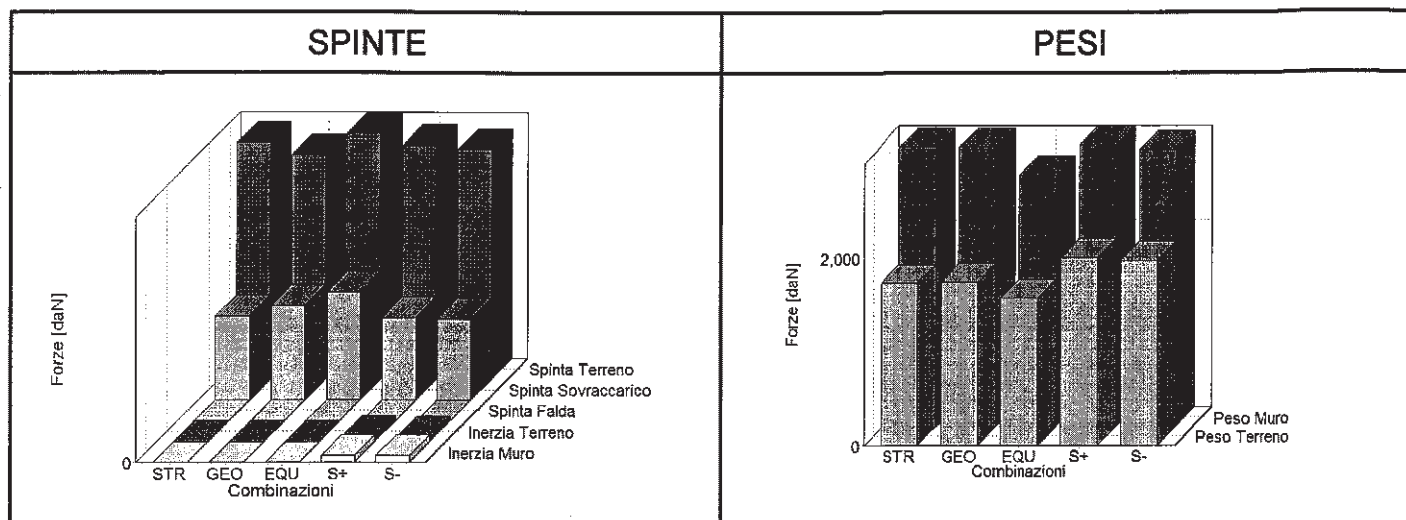
- Spinta passiva sullo sperone di fondazione a valle;
- Controspinta dovuta alla coesione;
- Coesione a scorrimento dell'opera sul piano di appoggio della fondazione.

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

### Parametri di Elaborazione

	10
	0
	50

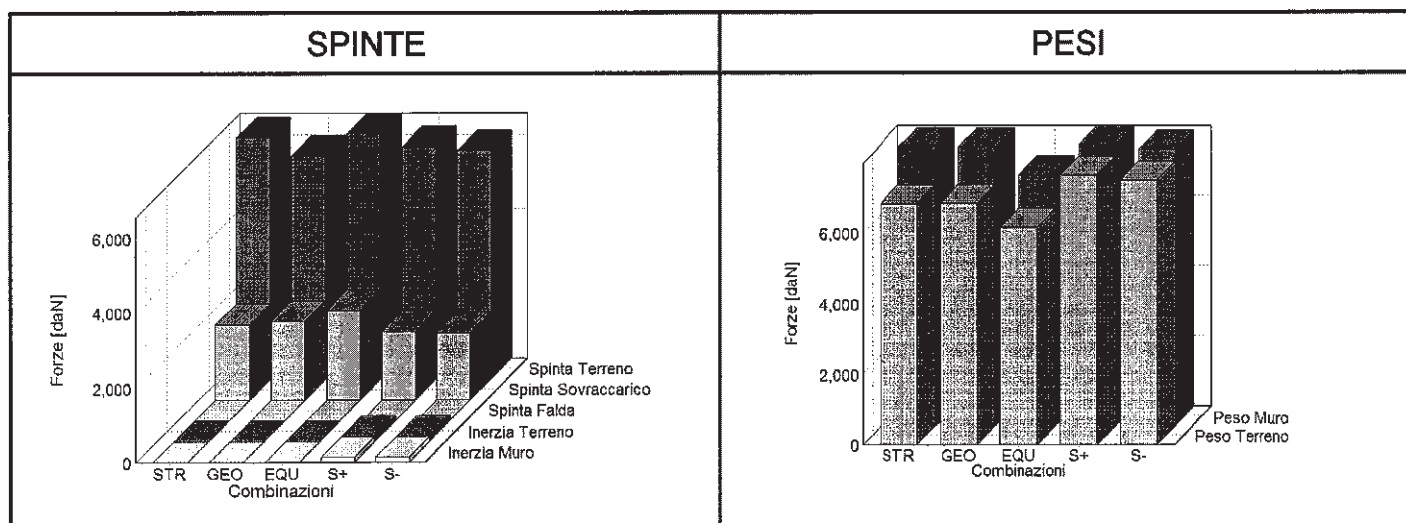
### Muro 1 - Muro h=180



#### Spinte e Forze sul Muro

Comb.	K <sub>a</sub>	K <sub>p</sub>	S <sub>a</sub> [daN]	S <sub>c</sub> [daN]	S <sub>q</sub> [daN]	S <sub>w</sub> [daN]	S <sub>ws</sub> [daN]	S <sub>p</sub> [daN]	S <sub>pm</sub> [daN]	W <sub>M</sub> [daN]	F <sub>IM</sub> [daN]	W <sub>T</sub> [daN]	F <sub>IT</sub> [daN]	W <sub>F</sub> [daN]	F <sub>IF</sub> [daN]
STR	0.29	3.12	1771	0	629	0	---	702	70	1350	---	1731	---	1625	---
GEO	0.35	2.53	1678	0	709	0	---	568	56	1350	---	1741	---	1625	---
EQU	0.35	2.53	1846	0	808	0	---	511	51	1215	---	1567	---	1462	---
S+	0.37	4.09	1753	---	617	0	0	927	92	1362	24	2002	36	1639	29
S-	0.37	4.09	1722	---	607	0	0	910	91	1337	24	1966	36	1610	29

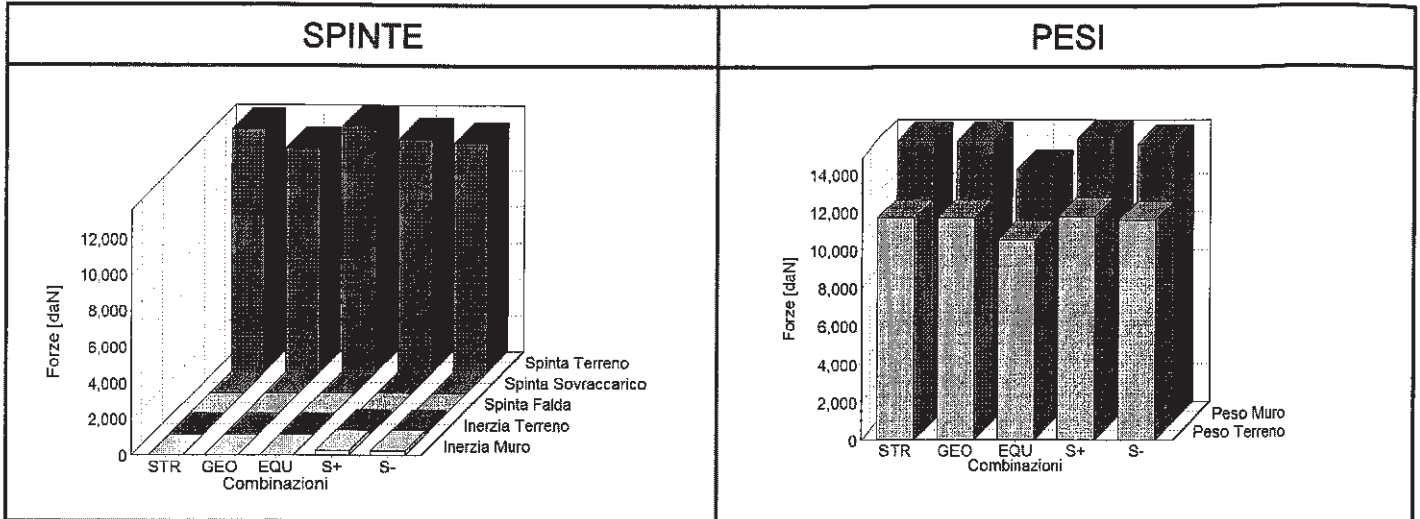
### Muro 2 - Muro h=360



#### Spinte e Forze sul Muro

Comb.	K <sub>a</sub>	K <sub>p</sub>	S <sub>a</sub> [daN]	S <sub>c</sub> [daN]	S <sub>q</sub> [daN]	S <sub>w</sub> [daN]	S <sub>ws</sub> [daN]	S <sub>p</sub> [daN]	S <sub>pm</sub> [daN]	W <sub>M</sub> [daN]	F <sub>IM</sub> [daN]	W <sub>T</sub> [daN]	F <sub>IT</sub> [daN]	W <sub>F</sub> [daN]	F <sub>IF</sub> [daN]
STR	0.33	3.12	6476	0	2028	0	---	702	70	4320	---	6829	---	3575	---
GEO	0.40	2.53	5980	0	2102	0	---	568	56	4320	---	6840	---	3575	---
EQU	0.40	2.53	6578	0	2394	0	---	511	51	3888	---	6156	---	3217	---
S+	0.41	3.54	6230	---	1824	0	0	803	80	4359	79	7630	139	3607	65
S-	0.41	3.54	6120	---	1792	0	0	788	78	4280	79	7491	139	3542	65

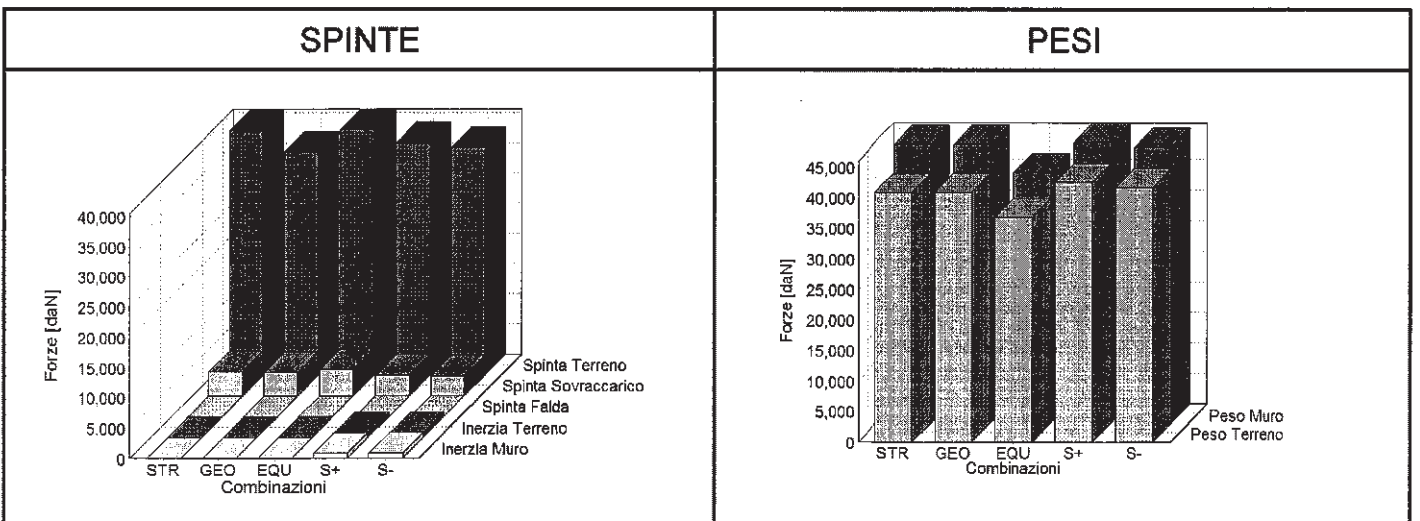
### Muro 3 - Muro h=5.40



#### Spinte e Forze sul Muro

Comb.	K <sub>a</sub>	K <sub>p</sub>	S <sub>a</sub> [daN]	S <sub>c</sub> [daN]	S <sub>w</sub> [daN]	S <sub>ws</sub> [daN]	S <sub>p</sub> [daN]	S <sub>pm</sub> [daN]	W <sub>M</sub> [daN]	F <sub>IM</sub> [daN]	W <sub>T</sub> [daN]	F <sub>IT</sub> [daN]	W <sub>F</sub> [daN]	F <sub>IF</sub> [daN]
STR	0.33	3.12	13412	0	0	---	702	70	10395	---	11664	---	4300	---
GEO	0.40	2.53	12385	0	0	---	568	56	10395	---	11664	---	4300	---
EQU	0.40	2.53	13623	0	0	---	511	51	9355	---	10497	---	3870	---
S+	0.41	3.54	12902	---	0	0	803	80	10490	191	11771	214	4339	79
S-	0.41	3.54	12674	---	0	0	788	78	10299	191	11556	214	4260	79

### Muro 4 - Muro h=890



#### Spinte e Forze sul Muro

Comb.	K <sub>a</sub>	K <sub>p</sub>	S <sub>a</sub> [daN]	S <sub>c</sub> [daN]	S <sub>q</sub> [daN]	S <sub>w</sub> [daN]	S <sub>ws</sub> [daN]	S <sub>p</sub> [daN]	S <sub>pm</sub> [daN]	W <sub>M</sub> [daN]	F <sub>IM</sub> [daN]	W <sub>T</sub> [daN]	F <sub>IT</sub> [daN]	W <sub>F</sub> [daN]	F <sub>IF</sub> [daN]
STR	0.35	3.12	40439	0	3980	0	---	2808	280	28201	---	40800	---	17337	---
GEO	0.42	2.53	36906	0	3934	0	---	2273	227	28201	---	40800	---	17337	---
EQU	0.42	2.53	40596	0	4473	0	---	2046	204	25381	---	36720	---	15603	---
S+	0.43	3.33	38402	---	3448	0	0	3024	302	28461	519	42437	774	17497	319
S-	0.43	3.33	37723	---	3387	0	0	2968	296	27942	519	41662	774	17177	319

## 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.

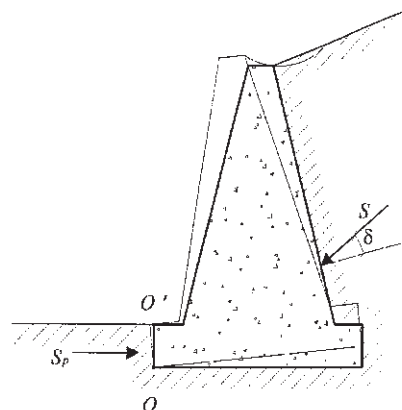
Il momento stabilizzante  $R_d$  e quello ribaltante  $S_d$  vengono calcolati mediante le seguenti espressioni:

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

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

dove:

- $\gamma_R$  = 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:

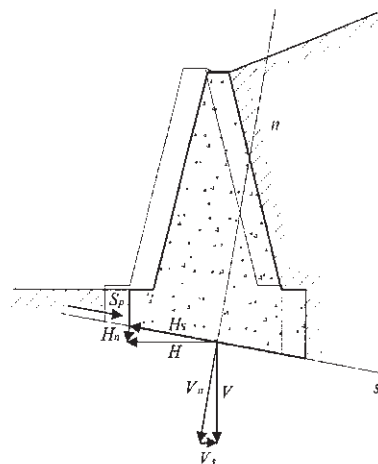
$$R_d = (1/\gamma_R) \cdot [(N_y + T_y) \cdot \theta + N_x + \alpha S_p + \beta c]$$

L'azione sollecitante  $S_d$  è pari a:

$$S_d = T_x$$

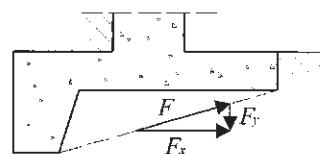
dove:

- $\gamma_R$  = 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
- $\theta$  = Fattore di attrito terreno-fondazione
- $\alpha S_p$  = Frazione di Spinta Passiva
- $\beta c$  = Frazione di Coesione
- $S_p$  = 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 h=180**

Ribaltamento(/m)				Scorrimento(/m)			
Comb.	R <sub>d</sub> [daN·m]	S <sub>d</sub> [daN·m]	γ <sub>s</sub>	Comb.	R <sub>d</sub> [daN]	S <sub>d</sub> [daN]	γ <sub>s</sub>
EQU	3386	1533	2.21	GEO	5384	2236	1.22
S+	4054	1422	2.85	S+	5668	2276	1.25
S-	3980	1399	2.84	S-	5565	2236	1.25

**Muro 2 - Muro h=360**

Ribaltamento(/m)				Scorrimento(/m)			
Comb.	R <sub>d</sub> [daN·m]	S <sub>d</sub> [daN·m]	γ <sub>s</sub>	Comb.	R <sub>d</sub> [daN]	S <sub>d</sub> [daN]	γ <sub>s</sub>
EQU	24781	6348	3.90	GEO	17755	7440	1.19
S+	29505	5974	4.94	S+	18608	7676	1.20
S-	28966	5877	4.93	S-	18270	7545	1.20

**Muro 3 - Muro h=5.40**

Ribaltamento(/m)				Scorrimento(/m)			
Comb.	R <sub>d</sub> [daN·m]	S <sub>d</sub> [daN·m]	γ <sub>s</sub>	Comb.	R <sub>d</sub> [daN]	S <sub>d</sub> [daN]	γ <sub>s</sub>
EQU	51461	13218	3.89	GEO	30987	11430	1.33
S+	57705	13777	4.19	S+	31423	12373	1.25
S-	56652	13556	4.18	S-	30853	12162	1.25

**Muro 4 - Muro h=890**

Ribaltamento(/m)				Scorrimento(/m)			
Comb.	R <sub>d</sub> [daN·m]	S <sub>d</sub> [daN·m]	γ <sub>s</sub>	Comb.	R <sub>d</sub> [daN]	S <sub>d</sub> [daN]	γ <sub>s</sub>
EQU	343943	56616	6.08	GEO	103447	36857	1.37
S+	392851	58181	6.75	S+	105926	39314	1.31
S-	385683	57272	6.73	S-	104003	38642	1.31

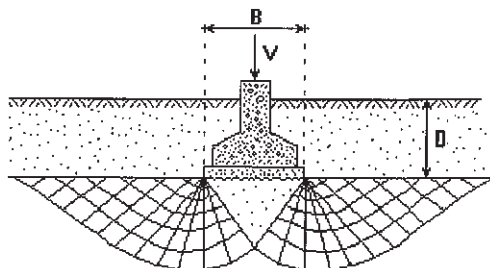
### Verifica al Collasso per Carico Limite Terreno

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

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

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

Il primo termine rappresenta l'effetto del terreno soprastante il piano di posa, di altezza  $D$  e di peso specifico  $\gamma$ , 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  $\gamma$  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  $N_\gamma$  sono i coefficienti di carico limite e vengono calcolati in funzione dell'angolo d'attrito  $\varphi$ :

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

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

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

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.

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

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot k$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k$$

$$d_\gamma = 1$$

$$b_q = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi)^2$$

$$b_c = b_q - [(1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \varphi)]$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$g_q = (1 - \tan \beta)^2 \cdot \cos \beta$$

$$g_c = g_q - [(1 - g_q) / (N_c \cdot \tan \varphi)]$$

$$g_\gamma = g_q / \cos \beta$$

$L, B, D, \alpha^\circ$  = 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

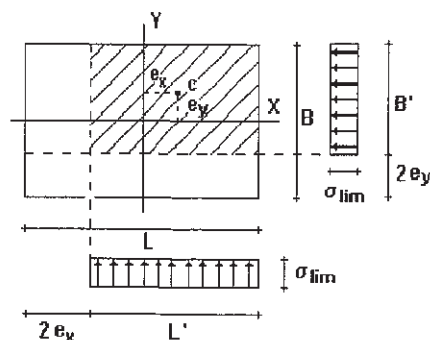
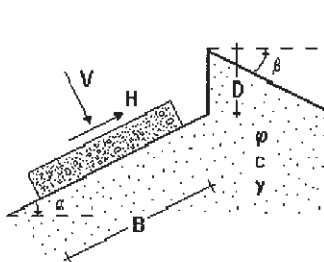
$k = \arctan(D/B)$  se  $D > B$  oppure  $(D/B)$  se  $D \leq B$

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

$\theta$  = angolo tra la direzione del carico (proiettato sul piano di fondazione) e la lunghezza  $L$

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

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



Per terreno puramente coesivo ( $\phi = 0$  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:

$$N_q = 1$$

$$N_c^0 = 5.14$$

$$N_\gamma = -2 \cdot \tan \beta$$

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

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

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

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

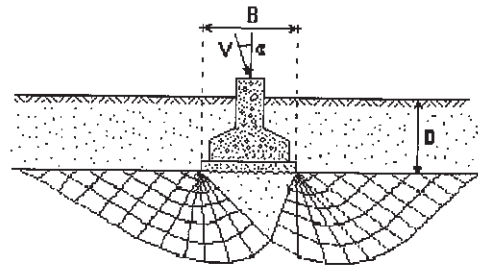
$$R_d = (1/\gamma_R) \cdot (q_{lim} \cdot B \cdot L) \quad S_d = \sum F_v$$

dove con  $F_v$  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  $N_\gamma$ ), 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  $N_\gamma$  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  $i_\gamma$  in funzione dell'inclinazione  $\Theta$ , 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  $N_\gamma$  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.

### Risultati Verifica al Collasso per Carico Limite Terreno

#### Muro 1 - Muro h=180

Comb.	B [m]	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>f</sub>	i <sub>q</sub>	i <sub>c</sub>	i <sub>f</sub>	d <sub>q</sub>	d <sub>c</sub>	d <sub>f</sub>	b <sub>q</sub>	b <sub>c</sub>	b <sub>f</sub>	g <sub>q</sub>	g <sub>c</sub>	g <sub>f</sub>	Q <sub>lim</sub> [daN]	Q <sub>es</sub> [daN]	γ <sub>s</sub>
GEO	0.95	11.45	21.74	11.97	0.38	0.32	0.24	1.16	1.21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	8004	5700	1.40
S+	0.92	11.45	21.74	11.97	0.36	0.30	0.22	1.17	1.22	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	7258	5668	1.28
S-	0.92	11.45	21.74	11.97	0.36	0.30	0.22	1.17	1.22	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	7244	5565	1.30

#### Muro 2 - Muro h=360

Comb.	B [m]	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>f</sub>	i <sub>q</sub>	i <sub>c</sub>	i <sub>f</sub>	d <sub>q</sub>	d <sub>c</sub>	d <sub>f</sub>	b <sub>q</sub>	b <sub>c</sub>	b <sub>f</sub>	g <sub>q</sub>	g <sub>c</sub>	g <sub>f</sub>	Q <sub>lim</sub> [daN]	Q <sub>es</sub> [daN]	γ <sub>s</sub>
GEO	2.57	11.45	21.74	11.97	0.38	0.32	0.23	1.06	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	30502	18692	1.63
S+	2.52	11.45	21.74	11.97	0.36	0.30	0.22	1.06	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	27726	18608	1.49
S-	2.52	11.45	21.74	11.97	0.36	0.30	0.22	1.06	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	27680	18270	1.52

#### Muro 3 - Muro h=5.40

Comb.	B [m]	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>f</sub>	i <sub>q</sub>	i <sub>c</sub>	i <sub>f</sub>	d <sub>q</sub>	d <sub>c</sub>	d <sub>f</sub>	b <sub>q</sub>	b <sub>c</sub>	b <sub>f</sub>	g <sub>q</sub>	g <sub>c</sub>	g <sub>f</sub>	Q <sub>lim</sub> [daN]	Q <sub>es</sub> [daN]	γ <sub>s</sub>
GEO	2.91	11.45	21.74	11.97	0.41	0.35	0.26	1.05	1.07	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	40839	30987	1.32
S+	2.79	11.45	21.74	11.97	0.38	0.32	0.23	1.06	1.07	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	34281	31423	1.09
S-	2.79	11.45	21.74	11.97	0.38	0.32	0.23	1.06	1.07	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	34197	30853	1.11

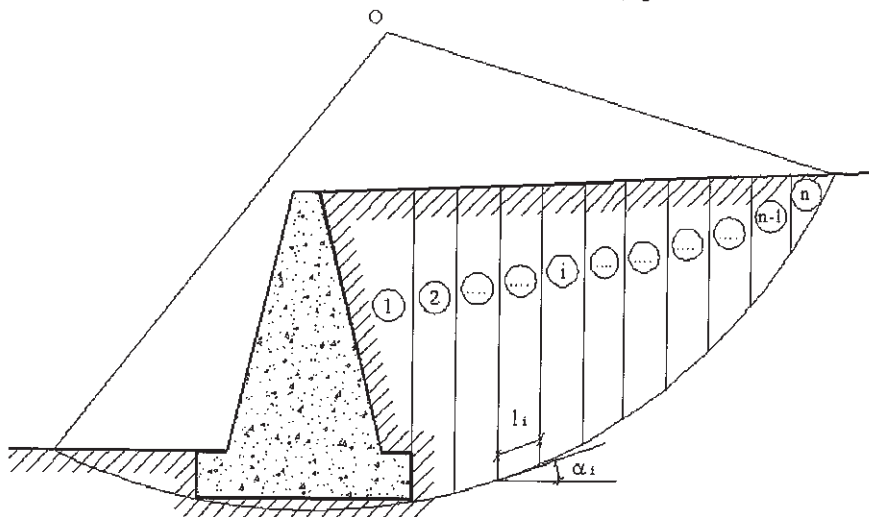
#### Muro 4 - Muro h=890

Comb.	B [m]	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>f</sub>	i <sub>q</sub>	i <sub>c</sub>	i <sub>f</sub>	d <sub>q</sub>	d <sub>c</sub>	d <sub>f</sub>	b <sub>q</sub>	b <sub>c</sub>	b <sub>f</sub>	g <sub>q</sub>	g <sub>c</sub>	g <sub>f</sub>	Q <sub>lim</sub> [daN]	Q <sub>es</sub> [daN]	γ <sub>s</sub>
GEO	6.48	11.45	21.74	11.97	0.43	0.37	0.28	1.05	1.06	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	195162	105072	1.86
S+	6.31	11.45	21.74	11.97	0.40	0.34	0.25	1.05	1.06	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	171518	105926	1.62
S-	6.31	11.45	21.74	11.97	0.40	0.34	0.25	1.05	1.06	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	171127	104003	1.65

### 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:

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

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

$$\gamma_s = R_d / S_d$$

dove:

- $R_d$  = Resistenza al Taglio
- $S_d$  = Taglio Sollecitante
- $\gamma_s$  = Coefficiente di sicurezza nei confronti della verifica
- $\gamma_R$  = Coefficiente parziale sulle resistenze per la verifica
- $c, \phi$  = Coesione e Angolo di attrito interno del terreno
- $\delta l_i, W_i, \alpha_i$  = Larghezza, Peso e Inclinazione della base, per il concio elementare
- $u_i$  = Pressione idrostatica sul concio elementare

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 <sub>d</sub> [daN]	S <sub>d</sub> [daN]	γ <sub>s</sub>
GEO	8309	4254	1.95
S+	10093	5138	1.96
S-	10044	5138	1.95

### *Muro 2*

Comb.	R <sub>d</sub> [daN]	S <sub>d</sub> [daN]	γ <sub>s</sub>
GEO	24672	13674	1.80
S+	29754	16031	1.86
S-	29592	16031	1.85

### *Muro 3*

Comb.	R <sub>d</sub> [daN]	S <sub>d</sub> [daN]	γ <sub>s</sub>
GEO	47095	26625	1.77
S+	52015	26625	1.95
S-	51740	26625	1.94

### *Muro 4*

Comb.	R <sub>d</sub> [daN]	S <sub>d</sub> [daN]	γ <sub>s</sub>
GEO	134041	75798	1.77
S+	152377	79762	1.91
S-	151452	79762	1.90

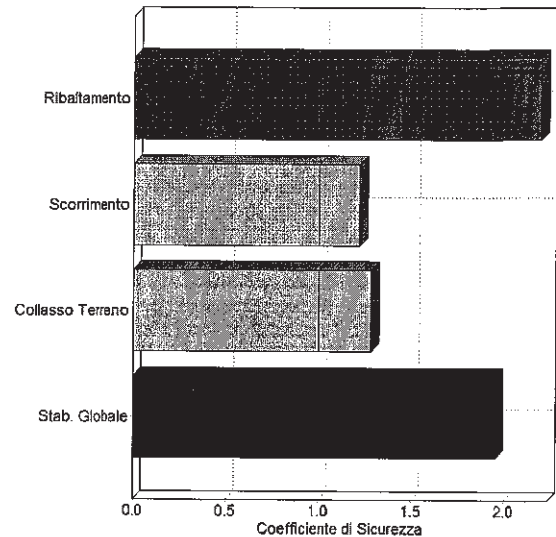
### Riepilogo Verifiche di Stabilità

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  $\gamma_s$ . 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.

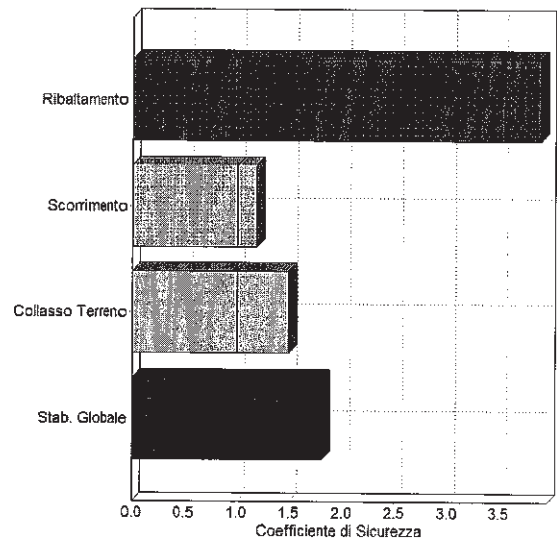
#### Muro 1

Ribaltamento [daN·m]			
Comb.	$R_{d,Med}/(m)$	$S_{d,Med}/(m)$	$\gamma_s$
EQU	3386	1533	2.21
S+	4054	1422	2.85
S-	3980	1399	2.84
Scorrimento [daN]			
GEO	5384	2236	1.22
S+	5668	2276	1.25
S-	5565	2236	1.25
Collasso Terreno [daN]			
GEO	8004	5700	1.40
S+	7258	5668	1.28
S-	7244	5565	1.30
Stabilità Globale [daN]			
GEO	8309	4254	1.95
S+	10093	5138	1.96
S-	10044	5138	1.95



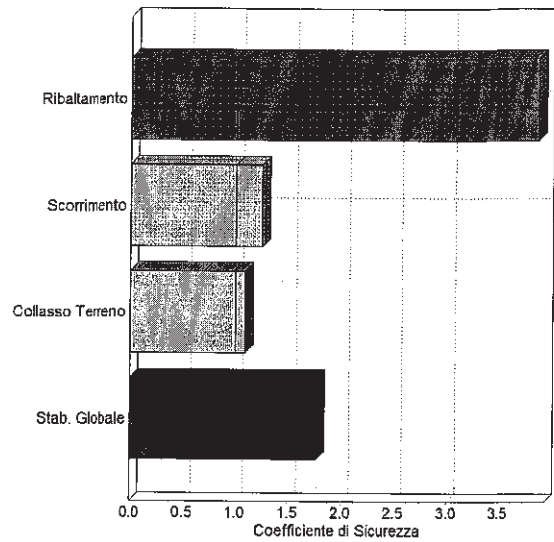
#### Muro 2

Ribaltamento [daN·m]			
Comb.	$R_{d,Med}/(m)$	$S_{d,Med}/(m)$	$\gamma_s$
EQU	24781	6348	3.90
S+	29505	5974	4.94
S-	28966	5877	4.93
Scorrimento [daN]			
GEO	17755	7440	1.19
S+	18608	7676	1.20
S-	18270	7545	1.20
Collasso Terreno [daN]			
GEO	30502	18692	1.63
S+	27726	18608	1.49
S-	27680	18270	1.52
Stabilità Globale [daN]			
GEO	24672	13674	1.80
S+	29754	16031	1.86
S-	29592	16031	1.85



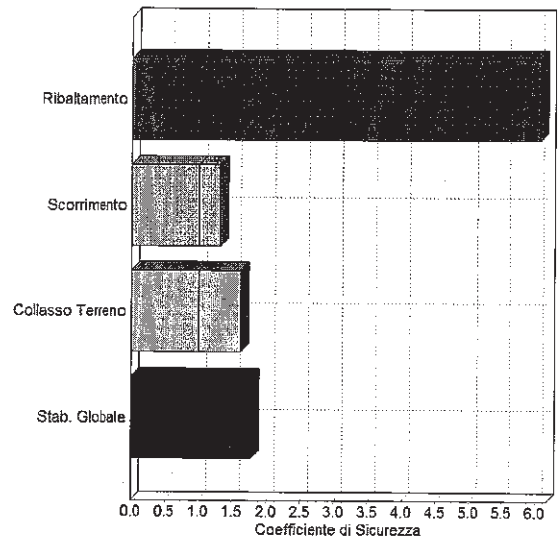
### Muro 3

Ribaltamento [daN·m]			
Comb.	$R_{d,Med}/(m)$	$S_{d,Med}/(m)$	$\gamma_s$
EQU	51461	13218	3.89
S+	57705	13777	4.19
S-	56652	13556	4.18
Scorrimento [daN]			
GEO	30987	11430	1.33
S+	31423	12373	1.25
S-	30853	12162	1.25
Collasso Terreno [daN]			
GEO	40839	30987	1.32
S+	34281	31423	1.09
S-	34197	30853	1.11
Stabilità Globale [daN]			
GEO	47095	26625	1.77
S+	52015	26625	1.95
S-	51740	26625	1.94



### Muro 4

Ribaltamento [daN·m]			
Comb.	$R_{d,Med}/(m)$	$S_{d,Med}/(m)$	$\gamma_s$
EQU	343943	56616	6.08
S+	392851	58181	6.75
S-	385683	57272	6.73
Scorrimento [daN]			
GEO	103447	36857	1.37
S+	105926	39314	1.31
S-	104003	38642	1.31
Collasso Terreno [daN]			
GEO	195162	105072	1.86
S+	171518	105926	1.62
S-	171127	104003	1.65
Stabilità Globale [daN]			
GEO	134041	75798	1.77
S+	152377	79762	1.91
S-	151452	79762	1.90



# 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  $\gamma_M$ :  $f_d = f_k / \gamma_M$ . I fattori di sicurezza parziali  $\gamma_M$  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  $\sigma$ - $\epsilon$  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.

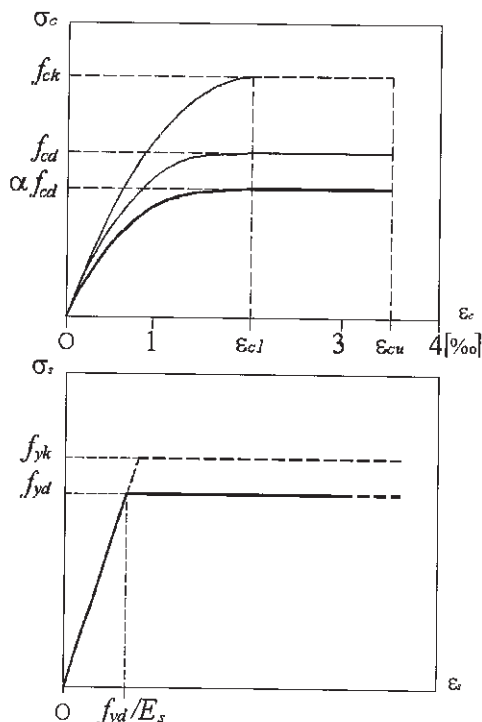
Il vertice della parabola, di tale diagramma costitutivo, ha ascissa  $\epsilon_{c1} = 0.2\%$ , mentre l'estremità del segmento di retta ha ascissa  $\epsilon_{cu} = 0.35\%$ , a cui corrisponde la deformazione limite massima; l'ordinata massima del diagramma è pari alla resistenza a compressione di calcolo  $\alpha f_{cd}$  ottenuta mediante una riduzione della resistenza caratteristica  $f_{ck}$  secondo il fattore  $\alpha / \gamma_c$  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  $\gamma_s$ .

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  $\epsilon_{yd}$ .

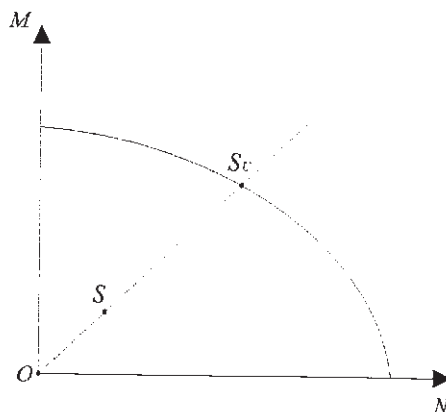
Il legame costitutivo dell'acciaio risulta essere simmetrico, in quanto il materiale presenta lo stesso comportamento sia a trazione che a compressione.



## 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**

	1
	3
	12
	12
	8
	25
	25
	25
	0
	0
	30
	45
	3
	12
	12
	10
	25
	25
	25

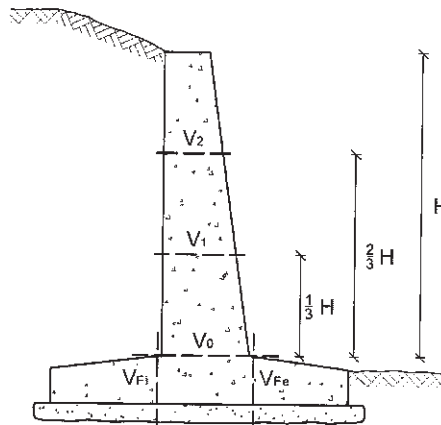
### Verifiche di Resistenza

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**  
 $\varepsilon_c$ ,  $\varepsilon_f$  = **Deformazioni Max di lavoro del Calcestruzzo e dell'Acciaio**  
 $\lambda$  = **Coefficiente minimo di sicurezza**  
 T,  $\tau_c$  = **Sforzo Tagliante e Tensione Tangenziale massima dovuta a Taglio**  
 E = **Esito della Verifica: "V" se risulta verificato, "X" 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 h=180 - Scheda Muri n. 1**

Verifica	M [daN·m]	N [daN]	$A_{f,t}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{f,c}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\varepsilon_c$ [0]	$\varepsilon_f$ [0]	$\lambda$	T [daN]	$\tau$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	540	0	4.52	4.52	0.06	0.68	14.75	2048	0.46	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	-222	0	4.52	4.52	0.03	0.28	35.88	-777	0.17	V
Parete al Piede (V0)	947	1889	4.52	4.52	0.27	1.57	6.35	1482	0.55	V
Parete ad 1/3 H (V1)	324	1177	4.52	4.52	0.09	0.40	24.94	761	0.28	V
Parete a 2/3 H (V2)	54	547	4.52	4.52	0.01	0.01	99.99	267	0.10	V

**Muro 2 - Muro h=360 - Scheda Muri n. 1**

Verifica	M [daN·m]	N [daN]	$A_{f,t}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{f,c}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\varepsilon_c$ [0]	$\varepsilon_f$ [0]	$\lambda$	T [daN]	$\tau$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	3829	0	4.52	4.52	0.43	4.81	2.08	6351	1.41	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	-891	0	4.52	4.52	0.10	1.12	8.94	-1761	0.39	V
Parete al Piede (V0)	8055	7258	4.52	4.52	0.30	3.14	3.18	6103	1.03	V
Parete ad 1/3 H (V1)	2760	3997	4.52	4.52	0.15	1.22	8.17	3069	0.63	V
Parete a 2/3 H (V2)	471	1578	4.52	4.52	0.05	0.17	58.45	1034	0.27	V



**Muro 3 - Muro h=5.40 - Scheda Muri n. 1**

Verifica	M [daN·m]	N [daN]	A <sub>r,t</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>r,c</sub> [cm <sup>2</sup> ]	ε <sub>c</sub> [0]	ε <sub>f</sub> [0]	λ	T [daN]	τ [daN/cm <sup>2</sup> ]	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	6896	0	5.65	5.65	0.69	6.96	1.44	11226	2.49	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	-2228	0	5.65	5.65	0.22	2.25	4.45	-3446	0.77	V
Parete al Piede (V0)	17802	15269	4.52	4.52	0.30	3.04	3.29	10122	1.08	V
Parete ad 1/3 H (V1)	5229	8286	4.52	4.52	0.12	0.59	17.03	4499	0.58	V
Parete a 2/3 H (V2)	636	3196	4.52	4.52	0.02	0.01	99.99	1124	0.18	V

**Muro 4 - Muro h=890 - Scheda Muri n. 1**

Verifica	M [daN·m]	N [daN]	A <sub>r,t</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>r,c</sub> [cm <sup>2</sup> ]	ε <sub>c</sub> [0]	ε <sub>f</sub> [0]	λ	T [daN]	τ [daN/cm <sup>2</sup> ]	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	40251	0	11.31	11.31	0.85	9.73	1.03	32251	3.58	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	-9956	0	11.31	11.31	0.21	2.41	4.16	-8015	0.89	V
Parete al Piede (V0)	98254	45521	9.05	4.52	0.39	3.46	2.89	31857	1.82	V
Parete ad 1/3 H (V1)	30963	23578	4.52	4.52	0.23	1.91	5.23	14857	1.11	V
Parete a 2/3 H (V2)	4506	8404	4.52	4.52	0.06	0.10	56.91	4238	0.45	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 h=180

#### 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]
1362	---	439	0	702	70	1350	1953	1625

### Muro 2 - Muro h=360

#### 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]
4982	---	1415	0	702	70	4320	7528	3575

### Muro 3 - Muro h=5.40

#### Spinte e Forze sul Muro

$S_a$ [daN]	$S_c$ [daN]	$S_w$ [daN]	$S_p$ [daN]	$S_{pm}$ [daN]	$W_M$ [daN]	$W_T$ [daN]	$W_F$ [daN]
10317	---	0	702	70	10395	11664	4300

### Muro 4 - Muro h=890

#### 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]
31107	---	2793	0	2808	280	28201	42050	17337

## 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,  $\sigma_c$  nel calcestruzzo compresso e  $\sigma_f$  nell'acciaio teso, rispettino le seguenti condizioni:

$$\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} \text{ per combinazione "Rara"}$$

$$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} \text{ per combinazione "Quasi - Permanente"}$$

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

Nel caso specifico di muri di sostegno, si assumono unitari i coefficienti di combinazione  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  e  $\psi_2$ , 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

$\sigma_c, \sigma_f$  = Tensione massima di lavoro del Calcestruzzo e dell'Acciaio

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

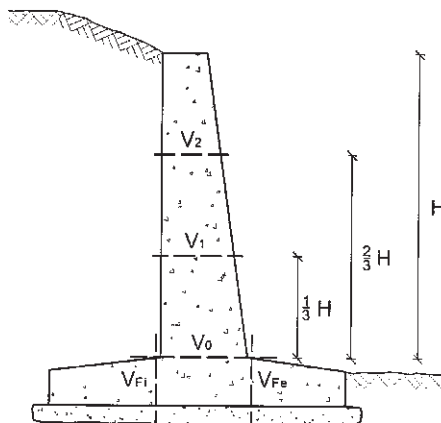
$E$  = Esito della verifica: "V" se risulta verificato, "X" se non verificato

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 h=180**

Verifica	M [daN·m]	N [daN]	$\sigma_c$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_f$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\lambda_c$	$\lambda_f$	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	534	0	6	1046	18.68	3.44	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	-268	0	3	526	37.35	6.84	V
Parete al Piede (V0)	700	1753	18	1623	6.22	2.22	V
Parete ad 1/3 H (V1)	237	1105	5	330	22.41	10.91	V
Parete a 2/3 H (V2)	39	520	0	1	99.99	99.99	V

**Muro 2 - Muro h=360**

Verifica	M [daN·m]	N [daN]	$\sigma_c$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_f$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\lambda_c$	$\lambda_f$	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	3750	0	24	2338	4.67	1.54	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	-1260	0	8	785	14.01	4.59	V
Parete al Piede (V0)	6077	6525	26	2652	4.31	1.36	V
Parete ad 1/3 H (V1)	2068	3619	19	2131	5.90	1.69	V
Parete a 2/3 H (V2)	349	1444	3	215	37.35	16.74	V

**Muro 3 - Muro h=5.40**

Verifica	M [daN·m]	N [daN]	$\sigma_c$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_f$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\lambda_c$	$\lambda_f$	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	6651	0	34	2485	3.30	1.45	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	-2545	0	13	951	8.62	3.79	V
Parete al Piede (V0)	13980	14144	28	2445	4.00	1.47	V
Parete ad 1/3 H (V1)	4138	7786	14	1252	8.00	2.88	V
Parete a 2/3 H (V2)	515	3071	1	4	99.99	99.99	V

**Muro 4 - Muro h=890**

Verifica	M [daN·m]	N [daN]	$\sigma_c$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_f$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\lambda_c$	$\lambda_f$	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	38898	0	39	2574	2.87	1.40	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	-13566	0	13	897	8.62	4.01	V
Parete al Piede (V0)	76461	41409	35	2786	3.20	1.29	V
Parete ad 1/3 H (V1)	24104	21637	27	2576	4.15	1.40	V
Parete a 2/3 H (V2)	3515	7834	4	129	28.01	27.91	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:

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

dove si è indicato, per ogni strato:

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

$\Delta z_i$  = **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	0.10
2	0.34
3	0.57
4	1.91

## 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:

	C25/30
	XC1
	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]		
	$w_1 = 0.2 \text{ mm}$	$w_2 = 0.3 \text{ mm}$	$w_3 = 0.4 \text{ mm}$
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

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**

$\sigma_f$  = **Tensione massima di lavoro dell'Acciaio**

$\sigma_{f,lim}$  = **Tensione limite dell'Acciaio, per controllo della fessurazione**

$\lambda$  = **Coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto  $\sigma_{f,lim} / \sigma_f$**

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

**Muro 1 - Muro h=180**

Verifica	M [daN·m]	N [daN]	$\sigma_f$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{f,lim}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\lambda$	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	534	0	1046	2800	2.68	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	-268	0	526	2800	5.32	V
Sezione Spiccato (V0)	700	1753	1623	2800	1.73	V
Sezione ad 1/3 H (V1)	237	1105	330	2800	8.48	V
Sezione ad 2/3 H (V2)	39	520	1	2800	99.99	V

**Muro 2 - Muro h=360**

Verifica	M [daN·m]	N [daN]	$\sigma_f$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{f,lim}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\lambda$	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	3750	0	2338	2800	1.20	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	-1260	0	785	2800	3.57	V
Sezione Spiccato (V0)	6077	6525	2652	2800	1.06	V
Sezione ad 1/3 H (V1)	2068	3619	2131	2800	1.31	V
Sezione ad 2/3 H (V2)	349	1444	215	2800	13.02	V

**Muro 3 - Muro h=5.40**

Verifica	M [daN·m]	N [daN]	$\sigma_f$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{f,lim}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\lambda$	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	6651	0	2485	2800	1.13	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	-2545	0	951	2800	2.94	V
Sezione Spiccato (V0)	13980	14144	2445	2800	1.15	V
Sezione ad 1/3 H (V1)	4138	7786	1252	2800	2.24	V
Sezione ad 2/3 H (V2)	515	3071	4	2800	99.99	V

**Muro 4 - Muro h=890**

Verifica	M [daN·m]	N [daN]	$\sigma_f$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{f,lim}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\lambda$	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	38898	0	2574	2800	1.09	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	-13566	0	897	2800	3.12	V
Sezione Spiccato (V0)	76461	41409	2786	2800	1.01	V
Sezione ad 1/3 H (V1)	24104	21637	2576	2800	1.09	V
Sezione ad 2/3 H (V2)	3515	7834	129	2800	21.71	V



## Computo Materiali

Note le armature effettive presenti nei muri in cemento armato, si ricava, distinguendo tra Fondazione ed Elevazione, il computo dei materiali e precisamente: la Lunghezza ed il Peso dell'Acciaio impiegato, il Volume del Calcestruzzo e le Superfici delle Casseformi.

Nelle tabelle che seguono viene riportato, per ciascun muro del progetto, il computo totale dell'Acciaio, in funzione del diametro dei tondini adoperati, in particolare vengono specificati:

$L\varnothing i, P\varnothing i$  = Lunghezza e Peso Totale dei Ferri con diametro  $\varnothing i$

ed inoltre, si riportano i seguenti totali:

$PfTot$  = **Peso Totale Ferri**  
 $Vol.Cls$  = **Volume di Calcestruzzo**  
 $Sup.Cas$  = **Superficie Casseformi**

Il computo dei materiali viene eseguito con riferimento ad un metro lineare di muro; nel caso di opera avente lunghezza definita, il computo viene invece riferito all'intero sviluppo dell'opera, riportando i valori per ogni tratto di muro (ciascuno indicato con il numero della Sezione Iniziale e di quella Finale).

I valori indicati nella tabella comprendono, in Fondazione, i ferri principali (superiori ed inferiori) ed i ripartitori impiegati, nonché i medesimi relativi ad eventuale dente. In Elevazione, invece, i valori sono comprensivi dell'armatura disposta nella parete del muro (filanti, monconi e ferri di ripartizione), includendo anche i ferri di ripresa, nonché i materiali adoperati per eventuali mensole.

Il computo del Calcestruzzo in Fondazione include anche il volume del magrone, mentre il calcolo delle Casseformi viene effettuato considerando le superfici laterali di ciascun elemento dell'opera.

**Muro 1 - Muro h=180**

	$L\varnothing 8$ [m/m]	$P\varnothing 8$ [daN/m]	$L\varnothing 10$ [m/m]	$P\varnothing 10$ [daN/m]	$L\varnothing 12$ [m/m]	$P\varnothing 12$ [daN/m]	$PfTot$ [daN/m]	$Vol.Cls$ [m³/m]	$Sup.Cas$ [m²/m]
Fond.	---	---	10.0	6.2	17.2	15.3	21.4	1.0	1.0
Elev.	20.0	7.9	---	---	26.8	23.8	31.7	0.5	3.6

**Muro 2 - Muro h=360**

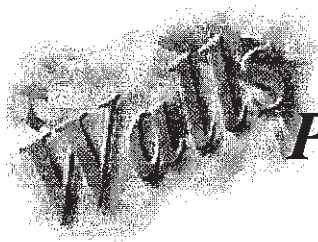
	$L\varnothing 8$ [m/m]	$P\varnothing 8$ [daN/m]	$L\varnothing 10$ [m/m]	$P\varnothing 10$ [daN/m]	$L\varnothing 12$ [m/m]	$P\varnothing 12$ [daN/m]	$PfTot$ [daN/m]	$Vol.Cls$ [m³/m]	$Sup.Cas$ [m²/m]
Fond.	---	---	22.0	13.6	29.6	26.3	39.8	2.1	1.0
Elev.	34.0	13.4	---	---	44.6	39.6	53.0	1.7	7.2

**Muro 3 - Muro h=5.40**

	$L\varnothing 8$ [m/m]	$P\varnothing 8$ [daN/m]	$L\varnothing 10$ [m/m]	$P\varnothing 10$ [daN/m]	$L\varnothing 12$ [m/m]	$P\varnothing 12$ [daN/m]	$PfTot$ [daN/m]	$Vol.Cls$ [m³/m]	$Sup.Cas$ [m²/m]
Fond.	---	---	25.0	15.4	42.5	37.7	53.1	2.5	1.0
Elev.	49.0	19.3	---	---	60.6	53.8	73.1	4.2	10.8

**Muro 4 - Muro h=890**

	$L\varnothing 8$ [m/m]	$P\varnothing 8$ [daN/m]	$L\varnothing 10$ [m/m]	$P\varnothing 10$ [daN/m]	$L\varnothing 12$ [m/m]	$P\varnothing 12$ [daN/m]	$PfTot$ [daN/m]	$Vol.Cls$ [m³/m]	$Sup.Cas$ [m²/m]
Fond.	---	---	53.0	32.7	175.0	155.4	188.0	8.4	2.0
Elev.	78.0	30.8	---	---	116.2	103.2	133.9	11.3	17.9



# **Piano di Manutenzione**

## **Generalità**

Il presente **Piano di Manutenzione** prevede, pianifica e programma l'attività di manutenzione delle parti strutturali, al fine di mantenere nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza ed il valore economico dell'opera. Esso si articola nei seguenti documenti operativi:

**Manuale d'Uso**  
**Manuale di Manutenzione**  
**Programma di Manutenzione**

Trattandosi, nel caso specifico, della progettazione di Opere di Sostegno con struttura in cemento armato, nel seguito si farà esplicito riferimento a questa particolare tipologia di opere, fornendo le indicazioni necessarie per una corretta manutenzione edile.

## **Manuale d'Uso**

### **Descrizione e collocazione nell'intervento**

Le Opere di Sostegno presenti 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 della tipologia di opere adottata è stata effettuata in funzione dei requisiti di funzionalità, delle caratteristiche meccaniche del terreno, delle sue condizioni di stabilità e di quella dei materiali di riporto.

Inoltre, si è tenuto conto dell'incidenza sulla sicurezza di dispositivi complementari, quali rinforzi, tiranti ed ancoraggi, e delle fasi costruttive. In presenza di questi ultimi particolari manufatti, è necessario che sia garantita la sicurezza dell'opera, con adeguati margini, nelle diverse combinazioni di carico delle azioni, anche nel caso di parziale perdita d'efficacia di questi particolari dispositivi.

Il terreno di riempimento a tergo del muro deve essere posto in opera con opportuna tecnica di costipamento e deve avere una opportuna granulometria, in modo da consentire efficace drenaggio nel tempo. E' consentito l'utilizzo di geotessili in tessuto non tessuto, da interporre tra il terreno in sede e quello di riempimento, con funzione di separazione e filtrazione.

Il materiale filtrante va posto in opera, evitando la separazione delle frazioni granulometriche, ed è consigliato eseguire regolari controlli della granulometria, durante la costruzione dell'opera stessa.

L'intervento in esame prevede la costruzione in opera di 4 Muri di Sostegno, ubicati nel Comune di Piazza Armerina.

Riguardo alla tipologia delle opere di sostegno, si è scelto di realizzare un tipo di muri a mensola, la cui stabilità dipende dal peso di terreno sulla mensola della fondazione interna, realizzati in calcestruzzo armato.

Per i dettagli tecnici e per la collocazione delle diverse parti strutturali fare riferimento alle Tavole dei Disegni ed ai Particolari Costruttivi.

### **Elementi significativi**

**Parete in elevazione:** parete verticale in cemento armato, avente una faccia a vista, sul lato a valle dell'opera, e l'altra faccia a contatto con il terreno a monte.

**Fondazioni interrate:** strutture in cemento armato interrate, costituenti la base di appoggio del muro, con la specifica funzione di trasmettere le sollecitazioni provenienti dall'opera in elevazione, al terreno sottostante, aventi le caratteristiche geometriche riportate negli specifici elaborati di progetto.

ovvero, presenza di rotture singole, ramificate, ortogonali o parallele all'armatura, che possono interessare l'intero spessore del manufatto (parete di elevazione, mensola di fondazione, pali, tiranti, etc.), ed implicare lo spostamento reciproco delle parti.

**Inefficienza dei fori di scolo:** causata da occlusione dei canaletti di scolo, per effetto di infiltrazione di detriti.

**Intasamento dei filtri o dei drenaggi:** dovuto a presenza di detriti e materiale incoerente, che comporta l'occlusione dei vuoti tra le particelle del materiale drenante.

**Lesioni:** si manifestano con l'interruzione del tessuto murario. Le caratteristiche e l'andamento ne caratterizzano l'importanza ed il tipo.

**Non perpendicolarità:** specifica per muri a parete verticale, dovuta a dissesti o eventi di varia natura.

**Patina biologica:** strato sottile, morbido e omogeneo, aderente alla superficie e di evidente natura biologica, di colore variabile, per lo più verde. La patina biologica è costituita prevalentemente da microrganismi cui possono aderire polvere e terriccio.

**Polverizzazione:** decoesione, che si manifesta con la caduta spontanea dei materiali costituenti il manufatto, sottoforma di polvere o granuli.

**Presenza di vegetazione:** presenza di vegetazione, caratterizzata dalla formazione di licheni, muschi e piante lungo le superfici esposte del manufatto.

**Rigonfiamento:** variazione della sagoma che interessa l'intero spessore del materiale e che si manifesta soprattutto in elementi lastriformi. L'anomalia è ben riconoscibile, essendo caratterizzata dal tipico andamento "a bolla", combinato all'azione di gravità.

**Scheggiature:** distacco di piccole parti di materiali lungo i bordi e gli spigoli degli elementi in calcestruzzo.

**Umidità:** presenza di umidità dovuta spesso a risalita capillare, o comparsa di macchie dovute ad assorbimento di acqua.

### **Manutenzioni eseguibili direttamente dall'utente**

Nessuna manutenzione può essere eseguita direttamente dall'utente, se non i controlli a vista dello stato di conservazione del manufatto, trattandosi di lavori da affidare a impresa edile.

In particolare, potrà essere individuata l'eventuale presenza di processi di corrosione con progressiva riduzione del copriferro, o la comparsa di lesioni e fessurazioni.

### **Manutenzioni eseguibili a cura di personale specializzato**

**Consolidamento dell'opera:** Una volta individuate la causa/effetto del dissesto, occorrerà procedere al consolidamento delle parti necessarie, a secondo del tipo di dissesto riscontrato.

**Interventi strutturali:** interventi riparativi da effettuarsi in base al tipo di anomalia riscontrata e previa diagnosi delle cause del difetto accertato effettuata da tecnico abilitato. In particolare, in seguito alla comparsa di segni di cedimenti strutturali (lesioni, fessurazioni, rotture), occorrerà effettuare accurati accertamenti per la diagnosi e la verifica delle strutture. Una volta individuate la causa/effetto del dissesto, occorrerà procedere al consolidamento delle parti necessarie, a secondo del tipo di dissesto riscontrato.

**Pulizia:** mediante lavaggio a pressione e/o spazzolatura delle parti a vista del muro, per la rimozione di eventuali depositi superficiali.

**Ripristino copriferro:** asportazione della parte degradata del calcestruzzo e irruvidimento della superficie dell'intervento, anche mediante bocciardatrice o altri mezzi idonei; successiva asportazione della ruggine dell'armatura e trattamento della stessa con malta passivante; infine spazzolatura, per la pulitura della superficie d'intervento e rifacimento del copriferro con malta tixotropica antiritiro, avendo cura di realizzare il copriferro dello stesso spessore originario.

**Riparazione di fessure:** sigillatura di lesioni tramite l'impiego di malta adesiva epossidica, previa spicconatura delle parti degradate, spazzolatura della superficie da trattare, pulitura a pressione e lavaggio delle parti scoperte.

**Ripristino dei sistemi di drenaggio:** mediante pulitura dei canaletti di drenaggio.



# **Programma di Manutenzione**

## **Sottoprogramma delle Prestazioni**

Il sottoprogramma delle Prestazioni prende in considerazione, per ciascuna classe di requisito di seguito riportata, le prestazioni fornite dall'opera nel corso del suo ciclo di vita.

### **Protezione elettrica**

Le strutture in sottosuolo devono impedire, in modo idoneo, eventuali dispersioni elettriche. Tutte le parti metalliche, facenti parte delle strutture in sottosuolo, devono essere connesse ad impianti di terra, mediante dispersori, in modo che esse vengano a trovarsi allo stesso potenziale elettrico del terreno.

### **Protezione dagli agenti chimici ed organici**

Le strutture di contenimento, a seguito della presenza di organismi viventi (animali, vegetali, microrganismi), non devono subire riduzioni di copriferro.

Le strutture in sottosuolo non devono subire dissoluzioni o disgregazioni, nè mutamenti di aspetto, a causa dell'azione di agenti aggressivi chimici. Inoltre, devono conservare nel tempo, sotto l'azione di agenti chimici presenti in ambiente (anidride carbonica, solfati, ecc.), le proprie caratteristiche funzionali.

### **Protezione dagli agenti atmosferici**

Le strutture in sottosuolo non devono subire disgregazioni e variazioni dimensionali o di aspetto, a causa della formazione di ghiaccio, e devono conservare nel tempo le proprie caratteristiche funzionali, se sottoposte a fenomeni di gelo e disgelo, o all'insorgere di pressioni interne che ne provocano la degradazione.

### **Stabilità**

Le opere di sostegno, sotto l'effetto di carichi statici, dinamici e variabili devono assicurare stabilità e resistenza. Deve essere garantita la stabilità rispetto a tutti i meccanismi di stato limite, quali, scorrimento sul piano di posa, ribaltamento, rottura per carico limite dell'insieme fondazione-terreno, stabilità globale del complesso opera-terreno.

Le strutture in elevazione e nel sottosuolo devono essere in grado di contrastare le eventuali manifestazioni di deformazioni e cedimenti rilevanti, dovuti all'azione di sollecitazioni, quali ad esempio carichi e forze sismiche.

I cedimenti al di sotto della fondazione dell'opera devono essere controllati, considerando un adeguato spessore di terreno.

In presenza di costruzioni preesistenti, interagenti con l'opera di sostegno, il comportamento di quest'ultima deve garantire i previsti livelli di funzionalità e stabilità. In particolare, si devono valutare gli spostamenti del terreno a tergo dell'opera e verificare la loro compatibilità con le condizioni di sicurezza e funzionalità delle costruzioni preesistenti.

L'installazione di opportuna strumentazione, che permetta la misurazione delle grandezze significative (spostamenti, tensioni, forze e pressioni interstiziali), prima, durante e dopo la realizzazione del manufatto, permette il monitoraggio del complesso opera-terreno e il controllo della sua funzionalità nel tempo.

## **Sottoprogramma dei Controlli**

Il sottoprogramma dei Controlli definisce il programma delle verifiche e dei controlli, al fine di rilevare il livello prestazionale (qualitativo e quantitativo) nei successivi momenti della vita dell'opera. Per i controlli di seguito riportati è previsto, esclusivamente, un tipo di controllo a vista.

### **Controlli strutturali dettagliati**

Controlli strutturali approfonditi vanno effettuati in occasione di manifestazioni e calamità naturali (sisma, nubifragi, ecc.) o manifestarsi di smottamenti circostanti. **Frequenza del controllo: all'occorrenza.**

### **Controllo efficienza dei canali di scolo**

Lo stato dei canali di scolo deve essere controllato, soprattutto prima della stagione autunnale, quando inizia il periodo più piovoso. **Frequenza del controllo: annuale.**

### **Controllo della integrità delle opere in c.a.**

Il controllo dell'integrità delle opere in c.a., va eseguito individuando la presenza di eventuali anomalie come: fessurazioni, disgregazioni, distacchi, riduzione del copriferro e relativa esposizione a processi di corrosione dei ferri d'armatura. **Frequenza del controllo: annuale.**

### **Controllo delle parti in vista dell'opera**

Le parti in vista dell'opera, vanno controllate al fine di ricercare eventuali anomalie che possano anticipare l'insorgenza di fenomeni di dissesto e/o cedimenti strutturali (fessurazioni, lesioni, ecc.). **Frequenza del controllo: annuale.**

### **Verifica dello stato del calcestruzzo**

La verifica dello stato del calcestruzzo, va effettuata controllando il degrado e/o eventuali processi di carbonatazione. **Frequenza del controllo: annuale.**

## **Sottoprogramma degli Interventi di Manutenzione**

### **Canalizzazione delle acque superficiali**

E' buona prassi raccogliere le acque superficiali di ruscellamento mediante canalizzazioni, in modo da ridurre la loro infiltrazione nel terreno a ridosso dell'opera di sostegno. **Frequenza dell'intervento: all'occorrenza.**

### **Consolidamento dell'opera**

Consolidamento dell'opera, in seguito ad eventi straordinari (dissesti, cedimenti) o a cambiamenti di destinazione o dei sovraccarichi. Anche tale intervento va progettato da tecnico abilitato ed eseguito da impresa idonea. **Frequenza dell'intervento: all'occorrenza.**

### **Interventi riparativi sulle parti strutturali**

Gli interventi riparativi devono effettuarsi, a seconda del tipo di anomalia riscontrata, e previa diagnosi delle cause del difetto accertato. La diagnosi deve essere resa dal tecnico abilitato, che riporterà, in elaborati esecutivi, gli interventi necessari. **Frequenza dell'intervento: all'occorrenza.**

### **Pulizia dei canali di scolo**

Pulizia dei canali di scolo e rimozione di eventuali detriti che potrebbero crearne l'occlusione, soprattutto prima del periodo autunnale, delle forti piogge. **Frequenza dell'intervento: annuale.**

### **Pulizia della superficie del muro**

Pulizia delle parti a vista del muro mediante lavaggio a pressione e/o spazzolatura, per la rimozione di depositi superficiali, anche al fine di effettuare controlli più approfonditi dello stato del manufatto. **Frequenza dell'intervento: all'occorrenza.**

### **Ripristino del Copriferro**

In caso di necessità, effettuare il ripristino del copriferro con idonea malta cementizia, previa pulizia delle parti ammalorate. **Frequenza dell'intervento: all'occorrenza.**



Il Tecnico

*[Handwritten signature]*