

# STUDIO TECNICO

ING. Rosario MANGONE

Via Umberto I, 20

85054 Muro Lucano - PZ -

Tel. 338-4861395 - e-mail [rosario.mangone@tin.it](mailto:rosario.mangone@tin.it)

## COMMITTENTE:

Comune di Pescopagano (PZ)

COMUNE DI PESCOPAGANO (PZ)

21 GIU. 2021

Prot. N. 3653

## PROGETTO:

Realizzazione di opere in c.a. (muri di sostegno, scale, marciapiede e gabbioni) per l'adeguamento della strada C.da Focarete, di collegamento alla S.S. n. 7 Appia con il centro abitato di Pescopagano

### Progetto esecutivo strutturale

#### Allegati

Relazione generale;  
Relazione di calcolo;  
Relazione sulle fondazioni;  
Relazione qualità e dos. Materiali;  
Piano di manutenzione;  
Grafici strutturale esecutivi.

## SCALA:

Il Progettista delle strutture

Ing. Rosario Mangone



*Rosario Mangone*

Muro Lucano, Giugno 2021





# Relazione Generale

## Premessa

La presente relazione accompagna il progetto per la realizzazione di muri di sostegno, in c.a., per la sistemazione della strada comunale alla c.da Focarete, nel Comune di Pescopagano, giusto incarico Dirigenziale U.T. n.133/21.

La 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 3 Muri di Sostegno, del tipo a Mensola in cemento armato, l'altezza dei tre muri, indipendenti fra loro, è 2,50 ml, 2,00 ml e 1,20 ml.

I Muri a Mensola sono opere in cui la stabilità è affidata, soprattutto, al terreno sulle 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 innescenti (incendi, esplosioni, urti). L'opera deve essere, quindi, capace di subire danneggiamenti localizzati, a seguito dell'incombere 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**.

L'opera in esame risulta essere di Classe II, definita in funzione delle possibili conseguenze dovute ad una interruzione di operatività, o eventuale collasso. Inoltre, in base al numero di anni nel quale l'opera in esame deve poter essere usata, per lo scopo al quale è stata destinata, purché soggetta a manutenzione, si definisce una **Vita Nominale** pari a 50 anni. Le verifiche e le calcolazioni sono fatte nel rispetto della NTC-18 e Circolare n. 617/09.

## 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, in base alle caratteristiche orografiche del sito, esso è classificabile come appartenente alla **Categoria Topografica T2**. Inoltre, il sito di ubicazione dell'opera si sviluppa in pianura od in collina.

Di seguito vengono riportati i dati generali relativi ai parametri di calcolo dei materiali utilizzati per le opere di sostegno e del terreno interagente con esse.

## Caratteristiche dei Materiali

I muri del presente progetto sono realizzati in Cemento Armato Ordinario, il cui peso specifico è pari a 2500 daN/m<sup>3</sup>. Si utilizzerà Calcestruzzo di **Classe C25/30** ed Acciaio tipo **B450C**.

### Calcestruzzo

La Classe di Resistenza del calcestruzzo è contraddistinta da una resistenza cubica caratteristica  $R_{ck}$



pari a **300 daN/cm<sup>2</sup>**, da cui si ottiene il valore della resistenza cilindrica caratteristica  $f_{ck}$  pari a **0.83 x R<sub>ck</sub> = 249 daN/cm<sup>2</sup>**. E' possibile passare dal valore caratteristico al valore medio della resistenza cilindrica, mediante l'espressione  $f_{cm} = [f_{ck} + 8] \times 10 = 329.0 \text{ daN/cm}^2$ .

Il valore di calcolo della resistenza del calcestruzzo, si ottiene dividendo il rispettivo valore caratteristico per il coefficiente di sicurezza  $\gamma_c$  dello stesso, pari a 1.60, ottenendo  $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 155 \text{ daN/cm}^2$ . Quest'ultimo deve essere ridotto del 15% per tenere conto della riduzione di resistenza sotto i carichi di lunga durata, ottenendo così il valore  $\alpha f_{cd} = 0.85 \times 155 = 132 \text{ daN/cm}^2$ .

Il **Modulo Elastico** del calcestruzzo  $E_c$  da adottare, secondo quanto stabilito dalle Norme, è quello istantaneo secante tra la tensione nulla e  $0.40 f_{cm}$ , e si assume pari a  $E_{cm} = 220000 [f_{cm}]^{0.3} = 314471 \text{ daN/cm}^2$ .

Infine, si definiscono, le seguenti resistenze per il calcestruzzo, tutte funzioni della classe dello stesso:

$$\begin{aligned} f_{ctm} &= 0.30 f_{ck}^{2/3} = \text{Resistenza media a trazione, pari a } 25.6 \text{ daN/cm}^2 \\ f_{ctk} &= 0.7 f_{ctm} = \text{Resistenza caratteristica a trazione, pari a } 17.9 \text{ daN/cm}^2 \\ f_{ctfk} &= 1.2 f_{ctk} = \text{Resistenza caratteristica a trazione per flessione, pari a } 21.5 \text{ daN/cm}^2 \\ f_{ctd} &= f_{ctk} / \gamma_c = \text{Resistenza di calcolo a trazione, pari a } 11.2 \text{ daN/cm}^2 \\ f_{ctfd} &= f_{ctfk} / \gamma_c = \text{Resistenza di calcolo a trazione per flessione, pari a } 13.4 \text{ daN/cm}^2 \end{aligned}$$

Rck	E Cs	fcd	fctm	fctk	fctfk	fctd	fctfd
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>
300	314471	155	25.6	17.9	21.5	11.2	13.4

Infine, con riferimento alla sua lavorabilità e durabilità, si è scelto di utilizzare un calcestruzzo caratterizzato da una Classe di Consistenza **S4** e da una Classe di Esposizione **XC1**.

#### Acciaio

Selezionato il tipo di acciaio **B450C**, risulta definito il valore caratteristico della **tensione di snervamento**  $f_{yk}$  pari a **4500 daN/cm<sup>2</sup>**.

Il valore di calcolo della resistenza dell'acciaio, si ottiene dividendo il valore caratteristico per il coefficiente di sicurezza  $\gamma_s$  dello stesso, pari a 1.15, ottenendo  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 3913 \text{ daN/cm}^2$ .

Il **Modulo Elastico** dell'acciaio impiegato è **2100000 daN/cm<sup>2</sup>** ed il valore di deformazione corrispondente allo snervamento è pari a  $\epsilon_s = f_{yd} / E_s = 0.1863$ .

#### Caratteristiche del Terreno

I parametri del terreno considerato per il presente progetto sono di seguito riportati e differenziati per terreno in elevazione e in fondazione.

##### Terreno Elevazione

Peso Specifico [daN/m <sup>3</sup> ]	1980
Angolo Attrito Interno [grd]	26
Coesione [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.00
Ang. Attrito Terra-Muro [grd]	26

##### Terreno Fondazione

Peso Specifico [daN/m <sup>3</sup> ]	1980
Angolo Attrito Interno [grd]	26
Coesione [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.02
Fattore Attrito Terra-Fond.	0.70
Adesione Terra-Fondazione [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.00
Modulo Elastico [daN/cm <sup>2</sup> ]	1000
Costante Winkler [daN/cm <sup>3</sup> ]	10.00

Per la schematizzazione delle azioni nonché le condizioni e combinazioni di carico considerate, si rimanda ai capitoli della successiva Relazione di Calcolo.

Muro Lucano, Giugno 2021

**Il Tecnico**

Ing. Rosario Mangone





## Relazione di Calcolo

La presente Relazione di Calcolo è suddivisa nei seguenti capitoli:

**Metodo di Calcolo**  
**Dati Input**  
**Risultati di Calcolo**

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

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

I dati di input degli elementi strutturali componenti il progetto in esame, vengono riportati in tabelle ed accompagnati da disegni esplicativi, per consentire una sufficiente leggibilità di tutte le opere di sostegno del progetto esecutivo.

Infine, nel capitolo dedicato ai Risultati di Calcolo, viene presentato l'esito del calcolo e delle verifiche effettuate per ciascun muro del presente progetto, sia con riferimento alle verifiche di tipo geotecnico (verifiche di stabilità delle opere di sostegno e del complesso opera-terreno) e sia a quelle prettamente strutturali (verifiche di resistenza delle sezioni maggiormente sollecitate), nel caso specifico di muri in c.a.

## Generalità

### Origine e Caratteristiche del Codice di Calcolo

La seguente Relazione riporta il dettaglio dei dati d'input e le relative elaborazioni numeriche, ottenuti con il programma **Walls**, versione 7.2, software specifico per la progettazione, analisi, verifiche e disegni di muri di sostegno in zona sismica, sviluppato e distribuito dalla società **S.I.S. Software Ingegneria Strutturale s.r.l.**

Le tipologie di muri di sostegno che possono essere realizzati dal programma sono:

**Muri a gravità in conglomerato cementizio non armato**  
**Muri a mensola in cemento armato**

L'input, l'output, le tecniche di risoluzione e la validazione del programma **Walls**, sono stati specificatamente progettati per prendere in considerazione le particolari caratteristiche proprie per queste tipologie di strutture.

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

Il servizio di assistenza software e tecnica, viene attuato sia mediante una linea telefonica appositamente dedicata, al num. 095 9578577, sia mediante fax, al num. 095 7122188 e sia mediante indirizzo di posta elettronica **support@sis.ingegneria.it**.

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.



L'affidabilità del software è supportata, in fase di output, da una dettagliata ed esauriente rappresentazione dei risultati ottenuti dal calcolo, che ne consente un rapido controllo, in perfetta conformità con quanto disposto dalle ultime Norme e, precisamente, secondo quanto riportato nel Capitolo 10 "Redazione dei Progetti strutturali Esecutivi e delle Relazioni di Calcolo".

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

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 nella Relazione di Calcolo.

Per ulteriori informazioni, si rimanda al sito Internet ufficiale <http://www.sis.ingegneria.it>.

### Normative di Riferimento

Le normative cui viene fatto riferimento nelle fasi di analisi e di verifica della struttura in esame sono le seguenti:

- Legge n.1086 del 5/11/1971 e successivi Decreti Ministeriali del 14/02/1992 e 09/01/1996 recanti "Norme Tecniche per il calcolo, la esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- Eurocode 7: "Geotechnical design" □ Part 1: General Rules" - CEN (Comitato europeo di normazione) EN 1997-1:2003;
- D.M. 17/01/18 "Norme Tecniche per le Costruzioni", e circolare n. 617/89.

### Unità di Misura

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

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

### Metodo di Calcolo

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

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

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

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

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

Il termine **Muro a Gravità** indica un'opera in pietrame o calcestruzzo, la cui stabilità dipende dal peso proprio. Le dimensioni dell'opera sono in genere dettate dalla necessità di non indurre sforzi di trazione in nessuna sezione. Si tratta di opere abbastanza economiche, utilizzate per altezze limitate a 3-4 m. Generalmente, tali muri sono di forma trapezoidale, con eventuale pendenza della parete interna, oltre che di quella esterna.

L'introduzione di armatura in zona tesa consente di realizzare strutture progressivamente più snelle fino ad ottenere la configurazione di **Muro a Mensola**, che sfrutta 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 e consente di arrivare ad altezze anche superiori ai 4 m.



### 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:

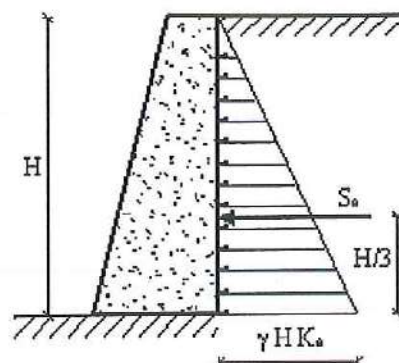
$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_a$$

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  $1/3 \cdot H$ .

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

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

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

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

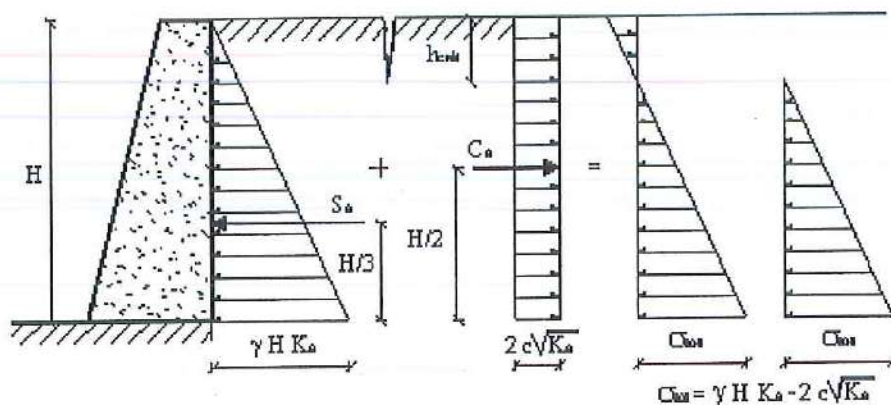
dove:

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

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

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

che, data la distribuzione di tipo costante, è applicata a  $1/2 H$ .



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

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

applicata, anch'essa ad  $1/2 H$ , per la sua distribuzione costante.

In presenza di falda è presente una spinta idrostatica:

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

dove:

$\gamma_w$  = Peso specifico dell'acqua

$H_w$  = Altezza falda dalla base della fondazione

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

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



### 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  $\gamma_F$ :  $F_d = F_k \gamma_F$ . 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  $\sigma$ - $\varepsilon$  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 (deformazioni o vibrazioni eccessive). Per la verifica viene effettuata un'analisi strutturale di tipo elastica-lineare.

Per il calcolo delle azioni e delle proprietà dei materiali si utilizzano sempre i valori caratteristici, pertanto i coefficienti parziali di sicurezza risultano unitari.

Si definiscono tre diverse combinazioni di carico (**Rara**, **Frequente** e **Quasi-Permanente**) corrispondenti a probabilità di superamento crescenti e valori del carico progressivamente decrescenti. Per il calcolo delle azioni e delle Proprietà dei materiali si utilizzano sempre i valori caratteristici.

Per il calcolo delle tensioni nelle sezioni di verifica degli elementi, considerato che lo stato tensionale è lontano dai valori di rottura, vengono utilizzati legami costitutivi  $\sigma$ - $\varepsilon$  dei materiali di tipo elastico lineare.

#### Verifica agli Stati Limite Ultimi per le Opere Geotecniche

Il criterio generale, che sta alla base della progettazione geotecnica agli Stati Limite Ultimi, 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, che, interagendo con la struttura, può assumere, allo stesso tempo, una funzione sia resistente che sollecitante.

Inoltre, se da un lato si deve far riferimento alle caratteristiche di resistenza del terreno ed 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.

Per tenere conto di questi differenti aspetti, le Norme Tecniche per le Costruzioni, in linea con gli Eurocodici, distinguono 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, 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.

Nelle verifiche nei confronti degli Stati Limite strutturali (STR) e geotecnici (GEO), si possono adottare due diversi Approcci progettuali, ciascuno caratterizzato dalla scelta di diversi gruppi di coefficienti da assegnare, tanto alle forze, quanto alle resistenti e ai parametri geotecnici. Tali approcci oltre ad essere distinti tra loro, sono anche alternativi, ovvero vanno scelti, in funzione della tipologia dell'opera e delle particolari prescrizioni normative e possono essere applicati alternativamente, facendo riferimento anche ad uno solo di essi.

In particolare, per il primo approccio progettuale, definito appunto "**Approccio 1**", sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti, definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) ed eventualmente per la resistenza globale del sistema (R).

La Combinazione 1 è generalmente la più gravosa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere geotecniche (STR), in quanto si incrementano i carichi (mediante i coefficienti riportati nella colonna A1) e si lasciano invariate le resistenze del terreno (applicando i coefficienti della colonna M1). La Combinazione 2, invece, è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento geotecnico dell'opera (GEO), visto che si riducono i valori caratteristici delle resistenze del terreno (mediante i coefficienti della colonna M2), lasciando pressoché invariate le azioni (mediante i coefficienti della colonna A2).

Nel secondo approccio progettuale, denominato "**Approccio 2**", è prevista, invece, un'unica Combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nei confronti delle verifiche strutturali, che di quelle geotecniche. In tal caso si impiegano, per le azioni e per le caratteristiche di resistenza del terreno, i coefficienti riportati rispettivamente nelle colonne A1 ed M1.

Qualunque sia l'approccio progettuale seguito, per le verifiche nei confronti degli Stati Limite di Equilibrio come corpo rigido (EQU), invece, è prevista un'unica combinazione di coefficienti, utilizzando, per le azioni, quelli riportati nella colonna EQU e per le resistenze, quelli nella colonna M2.



I valori dei coefficienti parziali di sicurezza, per ognuno dei suddetti Stati Limite (EQU, GEO, STR), con riferimento a ciascun Approccio progettuale e per ogni Combinazione, 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'	c <sub>u</sub>	q <sub>u</sub>
M1	1.00	1.00	1.00	1.00
M2	1.25	1.25	1.40	1.60

**Coeff. Parziali Azioni**

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

Infine, per i parametri relativi ai coefficienti di sicurezza globale (R), specifici per ciascuna tipologia di opera e per ciascuna condizione 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

### Geometria

Per ogni sezione di muro del presente progetto vengono di seguito definite tutte le caratteristiche geometriche, sia in elevazione che in fondazione e quelle del terreno sia a valle che a monte.

Per una maggiore immediatezza nella individuazione della geometria, questa viene definita graficamente mediante il disegno della sezione del muro.

#### Dati Geometria Muro 1

##### Elevazione

Altezza Parete Muro [cm]	250
Spessore muro in testa [cm]	40
Pendenza Parete Esterna [%]	0
Pendenza Parete Interna [%]	0

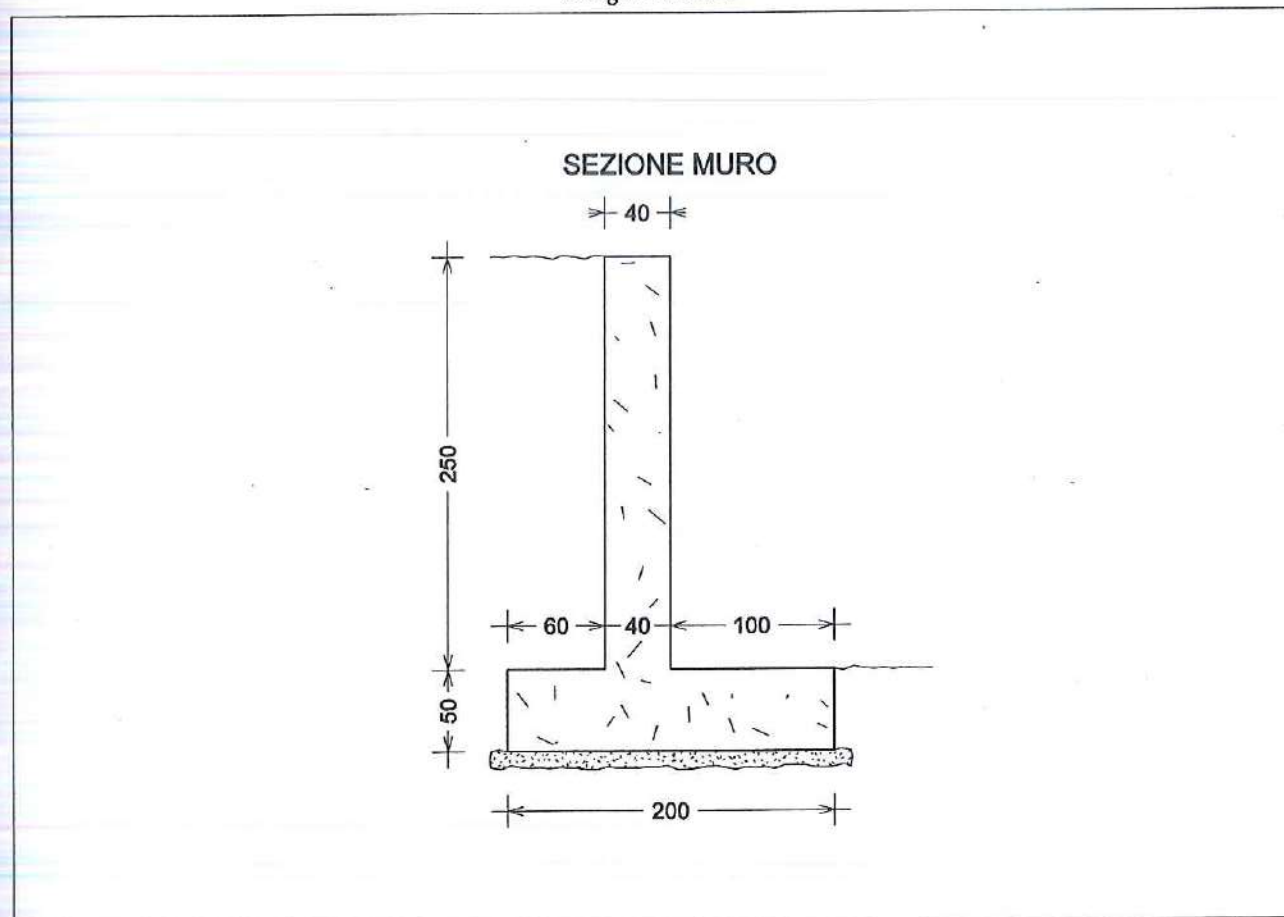
##### Fondazione

Larghezza Fondazione [cm]	200
Altezza Centrale Fondazione [cm]	50
Altezza Mensola Esterna Fondazione [cm]	50
Altezza Mensola Interna Fondazione [cm]	50
Larghezza Mensola Esterna Fondazione [cm]	100
Larghezza Mensola Interna Fondazione [cm]	60
Profondità Mensola Esterna Fondazione [cm]	50
Spessore Strato Magrone [cm]	10

##### Terreno

Angolo di Inclinazione Terreno a Monte [grd]	0
Lunghezza Tratto Inclinato a Monte [cm]	20
Angolo di Inclinazione Terreno a Valle [grd]	0
Altezza Falda [cm]	0

#### Disegno Muro 1





## Azioni

Per ogni sezione di muro, vengono di seguito riportati i valori caratteristici delle azioni esterne agenti.

In generale, le azioni che cimentano i muri di sostegno possono essere assegnate sia come carichi concentrati, che come carichi distribuiti sul terrapieno di monte.

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

### Azioni Muro 1

#### Carichi

Sovraccarico Permanente Distribuito sul Terreno [daN/m]	400
Distanza Sovraccarico Permanente da testa Muro [cm]	20
Sovraccarico Variabile Distribuito sul Terreno [daN/m]	0
Distanza Sovraccarico Variabile da testa Muro [cm]	20
Forza Orizzontale Lungo la Parete [daN]	0
Quota Applicazione Forza Orizzontale [cm]	0
Forza Verticale in Testa [daN]	0
Momento Flettente in testa [daN m]	0



## Risultati di Calcolo

### Azioni e Resistenze di Calcolo

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

Di seguito si riportano i valori di calcolo dei parametri di resistenza del terreno, in elevazione e in fondazione e, per ogni muro del progetto, le azioni di calcolo da utilizzarsi per le per tutte le possibili combinazioni di carico agli stati diverse combinazioni di carico agli stati limite, precedentemente definite (STR, GEO ed EQU).

#### Parametri di Calcolo Terreno

##### Terreno in Elevazione

Combinazioni	STR	GEO	EQU
Peso Specifico [daN/m <sup>3</sup> ]	1980	1980	1980
Angolo Attrito Interno [grd]	26	21	21
Coesione [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00	0.00
Ang. Attrito Terra-Muro [grd]	26	21	21

##### Terreno in Fondazione

Combinazioni	STR	GEO	EQU
Adesione Terra-Fondazione [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00	0.00
Fattore Attrito Terra-Fond.	0.70	0.56	0.56
Peso Specifico [daN/m <sup>3</sup> ]	1980	1980	1980
Coesione [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.02	0.02	0.02
Angolo Attrito Interno [grd]	26	21	21

#### Azioni di Calcolo Muro 1

##### Carichi

Descrizione	Permanenti			Variabili		
	STR	GEO	EQU	STR	GEO	EQU
Sovraccarico Distribuito sul Terreno [daN/m]	520	400	440	0	0	0
Forza Orizzontale Lungo la Parete [daN]	0	0	0	0	0	0
Forza Verticale in Testa [daN]	0	0	0	0	0	0
Momento Flettente in testa [daN m]	0	0	0	0	0	0



## Spinte e Forze

Il calcolo delle Spinte, su ciascuna sezione di muro del presente progetto, viene effettuato secondo la Teoria di Coulomb, con l'estensione di Muller Breslau, nel caso di Azioni Statiche, e di Mononobe Okabe, nel caso di Azioni Sismiche, così come precedentemente descritto al capitolo di pertinenza.

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

### Parametri di Elaborazione

Percentuale Sismica Sovraccarico [%]	50
Percentuale Contributo Spinta Passiva [%]	10
Percentuale Spinta Statica Coesione [%]	0

Per ogni muro del presente progetto, si riportano, i Coefficienti di Spinta ed i valori delle Spinte e delle Forze agenti, per le varie combinazioni.

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

### Muro 1

#### Coefficienti di Spinta

Combinazioni	STR	GEO	EQU
Coefficiente di Spinta Attiva	0.34	0.41	0.41
Coefficiente di Spinta Passiva	6.22	3.95	3.95

#### Spinte Passive

Combinazioni	STR	GEO	EQU
Spinta Passiva Totale [daN]	1540	976	878
Spinta Passiva Mobilitata [daN]	154	97	87

#### Spinte Attive e Forze sul Muro

Combinazioni	STR	GEO	EQU
Spinta del Terreno [daN]	3967	3620	3983
Controspinta da Coesione [daN]	0	0	0
Spinta Sovraccarico [daN]	534	487	536
Spinta Idrostatica [daN]	0	0	0
Forza Peso del Muro [daN]	2500	2500	2250
Peso Terreno su Fondazione Interna [daN]	3210	3210	2889
Peso Fondazione [daN]	2500	2500	2250



## Verifiche di Stabilità

Note le forze che sollecitano l'opera di sostegno, per effettuare la verifica di stabilità del muro, bisogna controllare, per una serie di stati di equilibrio limite, che l'effetto delle azioni Resistenti (o Stabilizzanti) risulti maggiore dell'effetto delle azioni Sollecitanti (o Instabilizzanti), considerando i valori di calcolo di Azioni e Resistenze, precedentemente definite.

Con riferimento alle condizioni limite che si innescano a seguito di meccanismi di collasso, dovuti alla mobilitazione del terreno, per le opere di sostegno si distinguono Stati Limite Ultimi di tipo Geotecnico (GEO) e di Equilibrio (EQU). Sono classificabili come stati Limite Ultimi di tipo Geotecnico: lo scorrimento dell'opera sul piano di posa, il collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno e la stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno. Per quanto riguarda, invece, lo Stato Limite Ultimo di ribaltamento, non prevedendo la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione, viene trattato come uno Stato Limite di Equilibrio.

I coefficienti parziali di sicurezza da adottare sia per le azioni (A), che per i parametri di resistenza del terreno (M), sono quelli definiti al relativo paragrafo della parte introduttiva della presente Relazione di Calcolo, quelli invece da applicare alle resistenze globali (R), dipendono dal tipo di verifica e sono riportati nella seguente tabella:

Coefficienti Parziali Resistenze

Comb	Capacità Portante	Scorrimento	Stabilità Globale
R1	1.00	1.00	1.00
R2	1.00	1.00	1.10
R3	1.40	1.10	1.00

Le verifiche allo Scorrimento ed al Carico Limite dell'insieme fondazione-terreno devono essere fatte secondo uno dei due seguenti approcci progettuali. Se si sceglie di operare secondo l'Approccio 1, è necessario considerare due possibili combinazioni dei rispettivi coefficienti, sinteticamente indicati come: (A1+M1+R1) ed (A2+M2+R2). Se invece, si intende operare secondo l'Approccio 2, è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, sinteticamente indicati come: (A1+M1+R3).

Nel presente progetto si è scelto di seguire l'Approccio 1, in cui i coefficienti (A1) vengono "combinati" con quelli (M1) ed (R1) e sono rilevanti per stabilire la capacità strutturale delle opere interagenti col terreno (STR), mentre i coefficienti (A2) vengono "combinati" con quelli (M2) ed (R2) e sono rilevanti per il dimensionamento geotecnico (GEO). E' opportuno precisare che nelle suddette espressioni, il segno più sta per "combinato con".

Per la verifica di Ribaltamento dell'opera, si considera un'unica combinazione di coefficienti, adoperando per le azioni quelli del gruppo (EQU), mentre per i parametri di resistenza del terreno, necessari per il calcolo delle spinte, quelli del gruppo (M2).

Infine, per quanto riguarda la verifica alla Stabilità Globale del complesso opera di sostegno-terreno, deve essere effettuata con riferimento all'Approccio 1, ma considerando una sola combinazione, e precisamente, la seconda, con i rispettivi coefficienti: (A2+M2+R2).

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, Capacità Portante, Stabilità Globale) deve essere verificata la condizione:

$$R_d > S_d$$

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

### Verifica al Ribaltamento

Questa verifica impone la sicurezza nei confronti del ribaltamento dell'opera di sostegno attorno al punto più esterno della fondazione, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.

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.

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

$$R_d = \sum F_v \cdot b$$

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

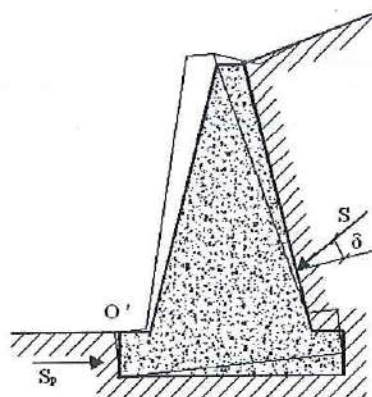
dove:

$F_v$  = Pesi 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  $S_y$





Nelle tabelle che seguono vengono riportate, per ogni sezione di muro del presente progetto, i momenti dovuti alle azioni stabilizzanti e ribaltanti ed i relativi coefficienti di sicurezza, per verificare la stabilità per la condizione limite di ribaltamento.

**Coefficienti Sicurezza Ribaltamento Muro 1**

Descrizione	EQU
Momento Stabilizzante [daN·m]	9861
Momento Ribaltante [daN·m]	1875
Coefficiente Sicurezza Ribaltamento	5.26

**Verifica allo Scorrimento**

Tale verifica impone la sicurezza nei confronti dello scorrimento dell'opera di sostegno nella superficie di contatto tra la fondazione ed il terreno. 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.

Nel caso in cui è presente un dente di fondazione, la superficie di scorrimento viene scomposta in due tratti: un tratto inclinato congiungente il punto più esterno della fondazione con il punto più interno della base del dente. Le azioni risultanti vengono scomposte proporzionalmente all'ampiezza di tali tratti.

La resistenza allo scorrimento  $R_d$  è data dalla relazione:

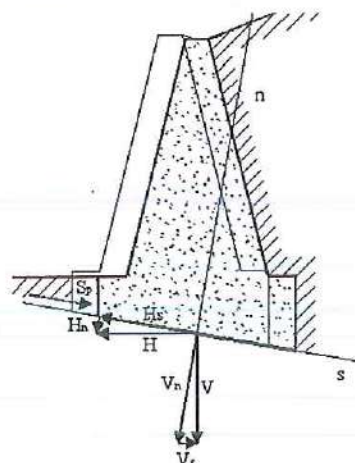
$$R_d = (1/\gamma_R) \cdot [(N_y + T_y) \cdot \theta + N_x + \alpha S_p + \beta c]$$

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



Nelle tabelle che seguono vengono riportate, per ogni sezione di muro del presente progetto, i valori delle azioni stabilizzanti e ribaltanti ed i relativi coefficienti di sicurezza, per verificare la stabilità per la condizione limite di scorrimento.

**Coefficienti Sicurezza Scorrimento Muro 1**

Combinazioni	STR	GEO
Risultante Forze Orizzontali [daN]	3891	3729
Risultante Forze Verticali [daN]	10183	9703
Inclinazione Risultante [grd]	20.92	21.03
Coefficiente Sicurezza Scorrimento	1.83	1.46



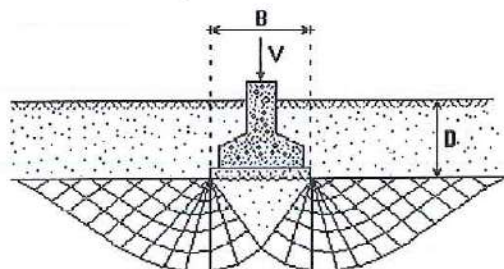
### Verifica alla Capacità Portante

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

La capacità portante è valutata, nel caso di terreno coesivi, secondo l'espressione di Brinch-Hansen:

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

dove 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 fattori di capacità portante e vengono calcolati in funzione dell'angolo d'attrito  $\varphi$ :

$$N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \cdot \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$$

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

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi$$

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.

$$i_q = i_c = [1 - 0.5 \cdot H / (V + B \cdot L \cdot c \cdot \cotan \varphi)]^5 \quad i_\gamma = [1 - 0.7 \cdot H / (V + B \cdot L \cdot c \cdot \cotan \varphi)]^5$$

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

$$b_q = \exp(-2 \cdot \alpha \cdot \tan \varphi) \quad b_c = 1 - \alpha^\circ / 147^\circ \quad b_\gamma = \exp(-2.7 \cdot \alpha \cdot \tan \varphi)$$

$$g_q = \sqrt{(1 - 0.5 \cdot \tan \beta)^\beta} \quad g_c = 1 - \beta^\circ / 147^\circ \quad g_\gamma = \sqrt{(1 - 0.5 \cdot \tan \beta)^\beta}$$

$B' = B - 2e$  = Larghezza equivalente fondazione

$B, D, \alpha^\circ$  = Larghezza, profondità ed inclinazione fondazione

$e$  = eccentricità dei carichi rispetto al baricentro della 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  $D \leq B$

Per terreno puramente coesivo senza attrito, l'espressione diventa la seguente:

$$\sigma_{lim} = 5.14 c_u \cdot i_c^0 \cdot d_c^0 \cdot b_c^0 \cdot g_c^0 + \gamma \cdot D$$

dove:

$$i_c^0 = 1 - 2 \cdot H / (5.14 \cdot B \cdot L \cdot c_u) \quad b_c^0 = \alpha^\circ / 147^\circ \quad g_c^0 = \beta^\circ / 147^\circ \quad d_c^0 = 0.4 \cdot k$$

La Resistenza alla Capacità Portante e l'Azione Sollecitante sulla fondazione sono rispettivamente:

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

dove con  $F_v$  si esprimono i pesi propri e le forze verticali applicate.



### Calcolo dei cedimenti elastici

Per la valutazione dei cedimenti che il terreno potrebbe subire a causa dell'aumento di carico, si fa riferimento al Metodo Edometrico, considerando strati di spessore pari ad 1 metro e fino alla profondità in cui l'incremento di carico dovuto alla struttura è minore del 20% del carico lisostatico preesistente.

Per il calcolo del cedimento si adotta la seguente espressione:

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

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

Nelle Tabelle che seguono vengono riportati, per ogni muro del presente progetto, i coefficienti di capacità portante e i fattori sopra descritti, relativi al calcolo del Carico Limite e il corrispondente Coefficiente di Sicurezza. Inoltre, sempre per ogni muro si riportano i Cedimenti Elastici della fondazione.

Infine, per completezza di trattazione, si riporta sempre in questa sezione della presente relazione, il calcolo dello stato tensionale del terreno al di sotto della fondazione e la posizione dell'azione verticale in fondazione, rispetto all'estremo di nocciolo.

### Muro 1

#### Carico Limite

Combinazioni	STR	GEO
Base di Fondazione Ridotta [m]	1.93	1.91
Coefficiente Capacità Portante Nq	11.85	7.30
Coefficiente Capacità Portante Nc	22.25	16.14
Coefficiente Capacità Portante Ny	12.54	6.48
Coefficiente Inclinazione Carico iq	0.49	0.40
Coefficiente Inclinazione Carico ic	0.44	0.31
Coefficiente Inclinazione Carico iy	0.34	0.26
Coefficiente Inclinazione Fondazione bq	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Fondazione bc	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Fondazione by	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Terreno Valle gq	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Terreno Valle gc	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Terreno Valle gy	1.00	1.00
Coefficiente di Affondamento dq	1.08	1.08
Coefficiente di Affondamento dc	1.10	1.10
Coefficiente di Affondamento dy	1.00	1.00
Carico Limite [daN]	32019	13662
Carico di Esercizio [daN]	12646	9703
Coefficiente di Sicurezza Carico Limite	2.53	1.41
Cedimento Elastico Fondazione [cm]	0.19	0.18

#### Eccentricità e Tensioni

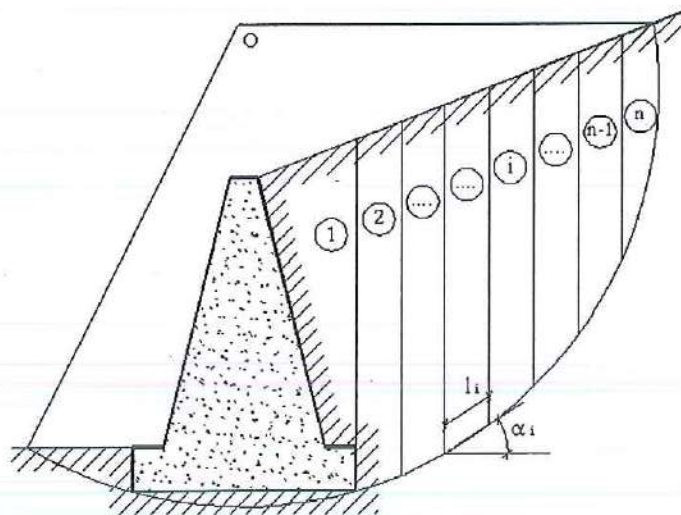
Combinazioni	STR	GEO
Eccentricità della Fv [m]	-0.03	0.05
Estremo di nocciolo (1/6 Bf) [m]	0.33	0.33
Tensione Terreno Mensola Esterna $\sigma_t$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.46	0.55
Tensione Terreno Mensola Interna $\sigma_t$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.56	0.42



### Verifica stabilità globale

Si prevede, inoltre, la verifica alla stabilità globale dell'opera. Con tale verifica, si determina il grado di sicurezza sia del manufatto, sia del terreno, nei confronti di possibili scorrimenti lungo superfici di rottura passanti al di sotto del piano di appoggio del muro.

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



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

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

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

dove:

- $\gamma_R$  = Coefficiente parziale sulle resistenze per la verifica alla stabilità globale
- $c$  = Coesione del terreno
- $\delta l_i$  = Larghezza del concio elementare
- $W_i$  = Peso del concio elementare
- $\alpha_i$  = Inclinazione della base del concio
- $u_i$  = Pressione idrostatica sul concio
- $\phi$  = Angolo di attrito interno del terreno

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



# Muro 1

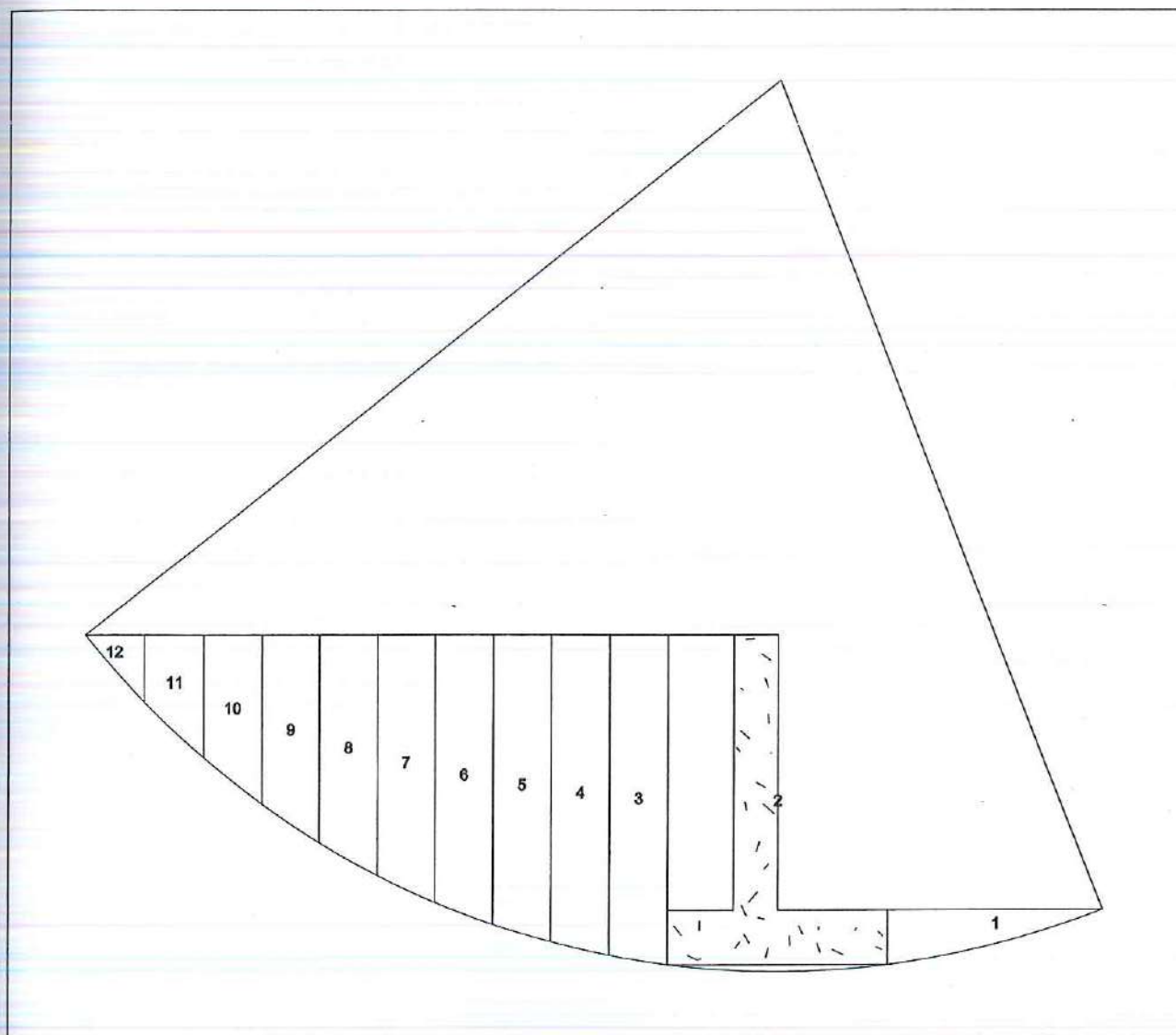
## Dati Generali Pendio

Numero dei conci	12
Larghezza dei conci [m]	0.53
Raggio cerchio critico [m]	8.06
Lunghezza arco cerchio critico [m]	7.19

Descrizione	GEO
Resistenza al taglio disponibile [daN]	12172
Resistenza al taglio mobilitata [daN]	8192
Coeff. sicurezza Equilibrio Globale	1.49

Tabella Valori

Concio N.	H [m]	$\delta l$ [m]	$c\delta l$ [daN/m]	$W_i$ [daN]	$\alpha$ [grd]	$N_i$ [daN]	$h_w$ [m]	$U_i$ [daN]	$T_i$ [daN]	$S_i$ [daN]
1	0.25	1.36	218	627	-21.52	583	0.00	0	227	-230
2	3.00	2.00	320	9703	0.00	9703	0.00	0	3786	0
3	3.01	0.53	85	3240	9.02	3200	0.00	0	1248	507
4	2.81	0.54	86	3133	12.84	3055	0.00	0	1192	696
5	2.59	0.55	88	2988	16.71	2862	0.00	0	1116	859
6	2.34	0.56	90	2802	20.67	2621	0.00	0	1022	989
7	2.08	0.58	92	2571	24.74	2335	0.00	0	911	1076
8	1.79	0.60	96	2292	28.94	2006	0.00	0	782	1109
9	1.47	0.63	100	1960	33.32	1637	0.00	0	639	1076
10	1.14	0.67	107	1565	37.93	1234	0.00	0	481	962
11	0.78	0.72	115	1096	42.86	803	0.00	0	313	745
12	0.40	0.79	126	535	48.21	356	0.00	0	139	399





# Verifiche di Resistenza

## Generalità

Nelle stampe che seguono, vengono riportati il dimensionamento e la verifica delle armature dei muri in cemento armato del progetto, nelle sezioni di verifica.

Ciascuna sezione è generalmente soggetta a Momento Flettente, Sforzo Normale e Taglio, pertanto è necessario effettuare le verifiche a FLESSIONE COMPOSTA DEVIATA e TAGLIO.

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.

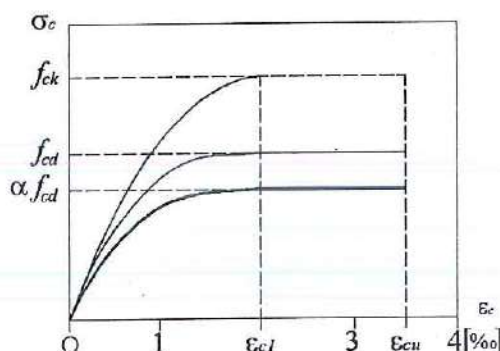
## Diagrammi costitutivi di calcolo

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 tensioni-deformazioni denominato parabola-rettangolo, costituito da un tratto parabolico, con asse parallelo a quello delle tensioni, ed un tratto 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  $\alpha$  pari a 0.85 per tener conto dell'effetto dei carichi di lunga durata.

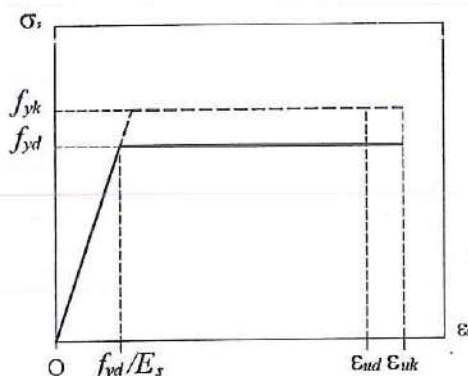


### Acciaio

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.



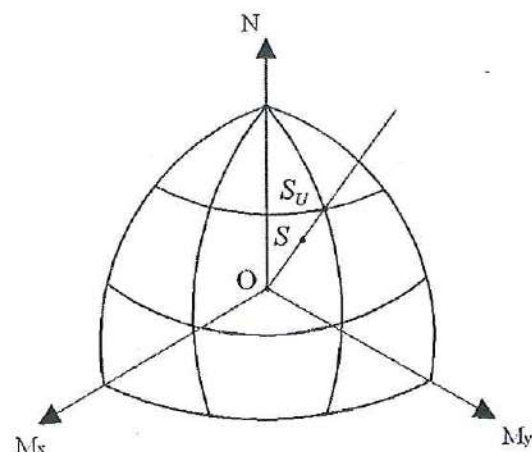
## Criteri di Verifica allo Stato Limite Ultimo

Una qualunque sezione risulta generalmente gravata da due terne di sollecitazioni, di cui una comprende sforzo normale e momento flettente lungo le due direzioni  $x$  e  $y$  della sezione ( $N_x, M_x, M_y$ ), l'altra è costituita da torsione e taglio lungo le due direzioni suddette ( $M_z, T_x, T_y$ ).

La verifica allo stato limite ultimo è condotta costruendo, per ogni terna di sollecitazioni e per ogni sezione, un **dominio di resistenza**, fissando un diagramma limite di deformazione e risalendo alle tensioni corrispondenti, tramite i legami costitutivi, non lineari, per ottenere lo stato di sollecitazione ultima, che la sezione può sopportare, e valutare se lo stato della sollecitazione di calcolo è interno al dominio.

Noto il dominio di resistenza della generica sezione e detto  $S$  il generico stato di sollecitazione a cui la sezione è sottoposta, è possibile determinare lo stato di sollecitazione ultimo  $S_u$  "prolungando" il vettore  $(O, S)$ , lungo la sua stessa direzione, dal punto  $S$ , fino ad intersecare la superficie del dominio di rottura.

Il rapporto tra i segmenti  $(O, S_u)/(O, S)$  rappresenta il coefficiente di sicurezza della sezione, per la condizione in esame.



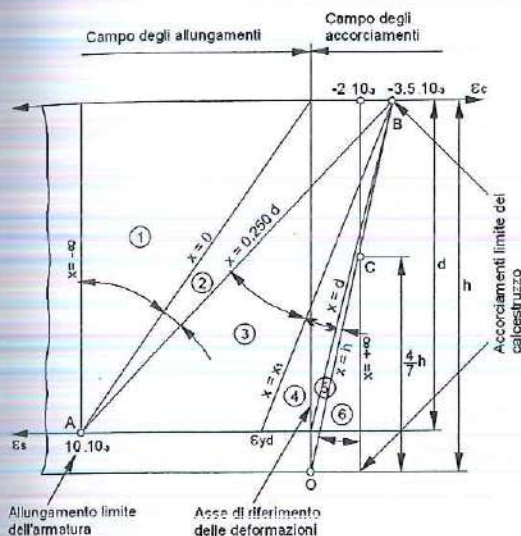


Si considera, pertanto, il problema della flessione composta disaccoppiato da quello di taglio e torsione, determinando, separatamente, i domini di resistenza corrispondenti ed i corrispondenti coefficienti di sicurezza di ciascuna sezione soggetta alle suddette terne di sollecitazioni.

### Flessione Composta

Il raggiungimento dello stato limite ultimo per la sezione soggetta a sforzo normale e flessione avviene, in generale, quando calcestruzzo o acciaio assumono i valori limite di deformazione, in corrispondenza della rottura a compressione per il calcestruzzo e a trazione per l'acciaio. Particolare rilievo assume, inoltre, il raggiungimento del limite di snervamento per l'acciaio, oltre il quale non è possibile contare su ulteriori riserve di resistenza del materiale, ma solo di deformazione, fino alla rottura.

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



	DEFORMAZIONI SPECIFICHE		TIPO DI SOLLECITAZIONE	TIPO DI ROTTURA
	ACCIAIO	CALCESTRUZZO		
$x = -\infty$				
①	10‰	--	TRAZIONE SEMPLICE O COMPOSTA	MASSIMA DEFORMAZIONE ACCIAIO TESO
$x = 0$				
②	10‰	$0 \leq \epsilon_c \leq 3,5\%$	FLESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	MASSIMA DEFORMAZIONE ACCIAIO TESO
$x = 0,250 d$				
③	$10\% < \epsilon_s \leq \epsilon_{yd}$	3,5‰	FLESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	SNERVAMENTO ACCIAIO E SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO
$x = x_l$				
④	$\epsilon_{yd} < \epsilon_s \leq 0$	3,5‰	FLESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO
$x = d$				
⑤	$(\epsilon_s < 0)$	3,5‰	FLESSIONE COMPOSTA	SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO
$x = h$				
⑥	$(\epsilon_s < 0)$	$2\% \leq \epsilon_c \leq 3,5\%$	COMPRESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO E SNERVAMENTO ACCIAIO COMPRESSO
$x = +\infty$				

### Taglio e Torsione

Una volta individuate le armature necessarie che soddisfano la verifica a flessione, il programma procede con la verifica al Taglio che risulta soddisfatta fin tanto che il valore di calcolo del taglio sollecitante non risulti inferiore al valore del taglio resistente della sezione, ovvero  $V_{rd1}$ .

### Criteri di Dimensionamento delle Armature

Per i vari muri del progetto vengono calcolate le aree necessarie di ferro, in ciascuna delle sezioni di verifica, mediante formule dirette di semiprogetto. Vengono, quindi, disposte le armature utilizzando le aree commerciali relative ai tondini scelti, soddisfacendo sia i minimi imposti dalle normative che quelli dettati dalle specifiche di progetto, definite dal progettista in apposite schede di progetto, di seguito riportate, in cui vengono Le verifiche delle sezioni, vengono quindi effettuate considerando l'effettiva armatura realmente disposta.



*Schede Progettazione Armature Muri*

Codice	Scheda 1
Copriferro Tond. Long. Elevazione [cm]	3
Diametro Tond. Long. Parete Interna [mm]	16
Diametro Tond. Long. Parete Esterna [mm]	16
Diametro Tond. Ripartizione Elevazione [mm]	8
Interferro Max Tond. Parete Interna [cm]	30
Interferro Max Tond. Parete Esterna [cm]	30
Interferro Max Tond. Ripart. Elevazione [cm]	30
N.Minimo 1° Moncone Elevazione	0
N.Minimo 2° Moncone Elevazione	0
Lungh. Pieg. Estremo Monconi Elevazione [cm]	30
Angolo Pieg. Estremo Monconi Elevazione [grd]	45
Copriferro Tondino Long. Fondazione [cm]	3
Diametro Tondino Inferiore Fondazione [mm]	16
Diametro Tondino Superiore Fondazione [mm]	16
Diametro Tondino Ripartiz. Fondazione [mm]	8
Interferro Max Tond. Sup. Fondazione [cm]	30
Interferro Max Tond. Inf. Fondazione [cm]	30
Interferro Max Tond. Rip. Fondazione [cm]	30

*Schede Progettazione Armature Pali*

Codice	Scheda 1
Copriferro Tondini Longitudinali [cm]	3
Diametro 1° Tondino Longitudinale [mm]	14
Diametro 2° Tondino Longitudinale [mm]	16
Diametro Tondino Spirale [mm]	14
Interferro Min Tondino Longitudinali [cm]	5
Interferro Max Tondino Longitudinali [cm]	20

*Verifiche di Resistenza delle Sezioni*

Nelle tabelle seguenti, per ogni Muro del progetto, e nelle sezioni di verifica, rispettivamente, al piede della parete del muro, ad un terzo dell'altezza della parete e a due terzi della stessa e nella sezione di incastro della mensola esterna ed interna di fondazione, vengono riportati:

Sezione = Sezione di verifica considerata

hs = Altezza sezione di verifica

M = Momento Flettente

N = Sforzo Normale

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

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

$\epsilon_c, \epsilon_f$  = Deformazioni Max di Lavoro del Calcestruzzo e dell'Acciaio

$\lambda$  = Coefficiente minimo di sicurezza

T = Sforzo Tagliante Max

$\tau_c$  = Tensione Tangenziale Max dovuta al Taglio

*Tabella verifiche delle sezioni Muro 1*

Scheda Progettazione Armature Muri: Scheda 1

Sezione	M [daN·m]	N [daN]	Af1 [cm <sup>2</sup> ]	Af2 [cm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_c$ [0]	$\epsilon_f$ [0]	$\lambda$	T [daN]	$\tau$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
Mensola Esterna	2026	0	6.03	6.03	0.18	1.92	5.21	3940	0.88
Mensola Interna	-412	0	6.03	6.03	0.04	0.39	25.74	-1333	0.30
Sezione Spiccato	2212	3561	6.03	6.03	0.29	1.90	5.26	2721	0.76
Sezione ad 1/3 H	636	2072	6.03	6.03	0.07	0.36	27.96	1207	0.34
Sezione ad 2/3 H	86	934	6.03	6.03	0.00	0.00	99.99	343	0.10



# Dati Input

## Geometria

Per ogni sezione di muro del presente progetto vengono di seguito definite tutte le caratteristiche geometriche, sia in elevazione che in fondazione e quelle del terreno sia a valle che a monte.

Per una maggiore immediatezza nella individuazione della geometria, questa viene definita graficamente mediante il disegno della sezione del muro.

### Dati Geometria Muro 1

#### Elevazione

Altezza Parete Muro [cm]	200
Spessore muro in testa [cm]	30
Pendenza Parete Esterna [%]	0
Pendenza Parete Interna [%]	0

#### Fondazione

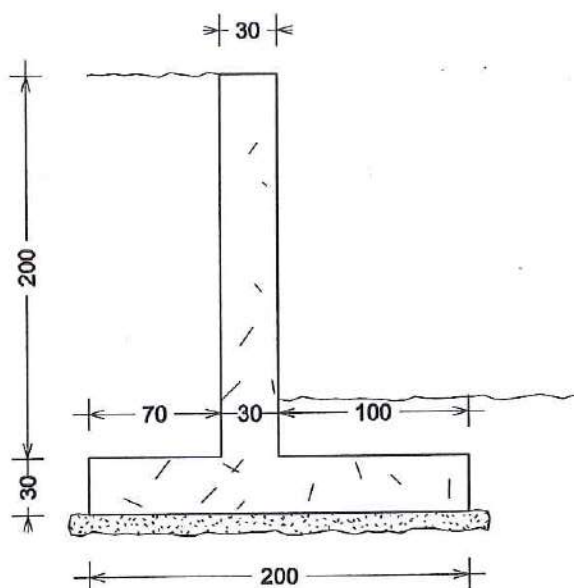
Larghezza Fondazione [cm]	200
Altezza Centrale Fondazione [cm]	30
Altezza Mensola Esterna Fondazione [cm]	30
Altezza Mensola Interna Fondazione [cm]	30
Larghezza Mensola Esterna Fondazione [cm]	100
Larghezza Mensola Interna Fondazione [cm]	70
Profondità Mensola Esterna Fondazione [cm]	60
Spessore Strato Magrone [cm]	10

#### Terreno

Angolo di Inclinazione Terreno a Monte [grd]	0
Lunghezza Tratto Inclinato a Monte [cm]	20
Angolo di Inclinazione Terreno a Valle [grd]	0
Altezza Falda [cm]	0

### Disegno Muro 1

#### SEZIONE MURO





## Azioni

Per ogni sezione di muro, vengono di seguito riportati i valori caratteristici delle azioni esterne agenti.

In generale, le azioni che cimentano i muri di sostegno possono essere assegnate sia come carichi concentrati, che come carichi distribuiti sul terrapieno di monte.

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

### Azioni Muro 1

#### Carichi

Sovraccarico Permanente Distribuito sul Terreno [daN/m]	400
Distanza Sovraccarico Permanente da testa Muro [cm]	20
Sovraccarico Variabile Distribuito sul Terreno [daN/m]	0
Distanza Sovraccarico Variabile da testa Muro [cm]	20
Forza Orizzontale Lungo la Parete [daN]	0
Quota Applicazione Forza Orizzontale [cm]	0
Forza Verticale in Testa [daN]	0
Momento Flettente in testa [daN m]	0



## Risultati di Calcolo

### Azioni e Resistenze di Calcolo

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

Di seguito si riportano i valori di calcolo dei parametri di resistenza del terreno, in elevazione e in fondazione e, per ogni muro del progetto, le azioni di calcolo da utilizzarsi per le per tutte le possibili combinazioni di carico agli stati diverse combinazioni di carico agli stati limite, precedentemente definite (STR, GEO ed EQU).

#### Parametri di Calcolo Terreno

##### Terreno in Elevazione

Combinazioni	STR	GEO	EQU
Peso Specifico [daN/m <sup>3</sup> ]	1980	1980	1980
Angolo Attrito Interno [grd]	26	21	21
Coesione [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00	0.00
Ang. Attrito Terra-Muro [grd]	26	21	21

##### Terreno in Fondazione

Combinazioni	STR	GEO	EQU
Adesione Terra-Fondazione [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00	0.00
Fattore Attrito Terra-Fond.	0.57	0.46	0.46
Peso Specifico [daN/m <sup>3</sup> ]	1980	1980	1980
Coesione [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.02	0.02	0.02
Angolo Attrito Interno [grd]	26	21	21

#### Azioni di Calcolo Muro 1

##### Carichi

Descrizione	Permanenti			Variabili		
	STR	GEO	EQU	STR	GEO	EQU
Combinazioni						
Sovraccarico Distribuito sul Terreno [daN/m]	520	400	440	0	0	0
Forza Orizzontale Lungo la Parete [daN]	0	0	0	0	0	0
Forza Verticale in Testa [daN]	0	0	0	0	0	0
Momento Flettente in testa [daN m]	0	0	0	0	0	0



## Spinte e Forze

Il calcolo delle Spinte, su ciascuna sezione di muro del presente progetto, viene effettuato secondo la Teoria di Coulomb, con l'estensione di Muller Breslau, nel caso di Azioni Statiche, e di Mononobe Okabe, nel caso di Azioni Sismiche, così come precedentemente descritto al capitolo di pertinenza.

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

### Parametri di Elaborazione

Percentuale Sismica Sovraccarico [%]	50
Percentuale Contributo Spinta Passiva [%]	10
Percentuale Spinta Statica Coesione [%]	0

Per ogni muro del presente progetto, si riportano, i Coefficienti di Spinta ed i valori delle Spinte e delle Forze agenti, per le varie combinazioni.

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

### Muro 1

#### Coefficienti di Spinta

Combinazioni	STR	GEO	EQU
Coefficiente di Spinta Attiva	0.34	0.41	0.41
Coefficiente di Spinta Passiva	6.22	3.95	3.95

#### Spinte Passive

Combinazioni	STR	GEO	EQU
Spinta Passiva Totale [daN]	2217	1406	1265
Spinta Passiva Mobilitata [daN]	221	140	126

#### Spinte Attive e Forze sul Muro

Combinazioni	STR	GEO	EQU
Spinta del Terreno [daN]	2331	2128	2341
Controspinta da Coesione [daN]	0	0	0
Spinta Sovraccarico [daN]	409	373	411
Spinta Idrostatica [daN]	0	0	0
Forza Peso del Muro [daN]	1500	1500	1350
Peso Terreno su Fondazione Interna [daN]	3052	3052	2746
Peso Fondazione [daN]	1500	1500	1350



## Verifiche di Stabilità

Note le forze che sollecitano l'opera di sostegno, per effettuare la verifica di stabilità del muro, bisogna controllare, per una serie di stati di equilibrio limite, che l'effetto delle azioni Resistenti (o Stabilizzanti) risulti maggiore dell'effetto delle azioni Sollecitanti (o Instabilizzanti), considerando i valori di calcolo di Azioni e Resistenze, precedentemente definite.

Con riferimento alle condizioni limite che si innescano a seguito di meccanismi di collasso, dovuti alla mobilitazione del terreno, per le opere di sostegno si distinguono Stati Limite Ultimi di tipo Geotecnico (GEO) e di Equilibrio (EQU). Sono classificabili come stati Limite Ultimi di tipo Geotecnico: lo scorrimento dell'opera sul piano di posa, il collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno e la stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno. Per quanto riguarda, invece, lo Stato Limite Ultimo di ribaltamento, non prevedendo la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione, viene trattato come uno Stato Limite di Equilibrio.

I coefficienti parziali di sicurezza da adottare sia per le azioni (A), che per i parametri di resistenza del terreno (M), sono quelli definiti al relativo paragrafo della parte introduttiva della presente Relazione di Calcolo, quelli invece da applicare alle resistenze globali (R), dipendono dal tipo di verifica e sono riportati nella seguente tabella:

Coefficienti Parziali Resistenze

Comb	Capacità Portante	Scorrimento	Stabilità Globale
R1	1.00	1.00	1.00
R2	1.00	1.00	1.10
R3	1.40	1.10	1.00

Le verifiche allo Scorrimento ed al Carico Limite dell'insieme fondazione-terreno devono essere fatte secondo uno dei due seguenti approcci progettuali. Se si sceglie di operare secondo l'Approccio 1, è necessario considerare due possibili combinazioni dei rispettivi coefficienti, sinteticamente indicati come: (A1+M1+R1) ed (A2+M2+R2). Se invece, si intende operare secondo l'Approccio 2, è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, sinteticamente indicati come: (A1+M1+R3).

Nel presente progetto si è scelto di seguire l'Approccio 1, in cui i coefficienti (A1) vengono "combinati" con quelli (M1) ed (R1) e sono rilevanti per stabilire la capacità strutturale delle opere interagenti col terreno (STR), mentre i coefficienti (A2) vengono "combinati" con quelli (M2) ed (R2) e sono rilevanti per il dimensionamento geotecnico (GEO). E' opportuno precisare che nelle suddette espressioni, il segno più sta per "combinato con".

Per la verifica di Ribaltamento dell'opera, si considera un'unica combinazione di coefficienti, adoperando per le azioni quelli del gruppo (EQU), mentre per i parametri di resistenza del terreno, necessari per il calcolo delle spinte, quelli del gruppo (M2).

Infine, per quanto riguarda la verifica alla Stabilità Globale del complesso opera di sostegno-terreno, deve essere effettuata con riferimento all'Approccio 1, ma considerando una sola combinazione, e precisamente, la seconda, con i rispettivi coefficienti: (A2+M2+R2).

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, Capacità Portante, Stabilità Globale) deve essere verificata la condizione:

$$R_d > S_d$$

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

### Verifica al Ribaltamento

Questa verifica impone la sicurezza nei confronti del ribaltamento dell'opera di sostegno attorno al punto più esterno della fondazione, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.

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.

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

$$R_d = \sum F_v \cdot b$$

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

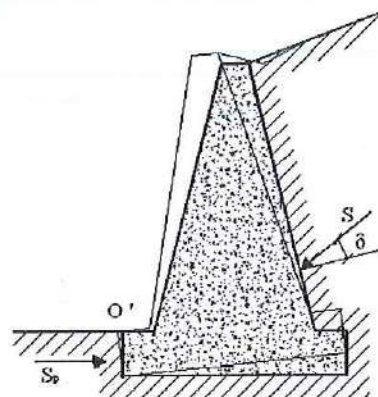
dove:

$F_v$  = 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  $S_y$





Nelle tabelle che seguono vengono riportate, per ogni sezione di muro del presente progetto, i momenti dovuti alle azioni stabilizzanti e ribaltanti ed i relativi coefficienti di sicurezza, per verificare la stabilità per la condizione limite di ribaltamento.

**Coefficienti Sicurezza Ribaltamento Muro 1**

Descrizione	EQU
Momento Stabilizzante [daN·m]	7434
Momento Ribaltante [daN·m]	653
Coefficiente Sicurezza Ribaltamento	11.38

**Verifica allo Scorrimento**

Tale verifica impone la sicurezza nei confronti dello scorrimento dell'opera di sostegno nella superficie di contatto tra la fondazione ed il terreno. 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.

Nel caso in cui è presente un dente di fondazione, la superficie di scorrimento viene scomposta in due tratti: un tratto inclinato congiungente il punto più esterno della fondazione con il punto più interno della base del dente. Le azioni risultanti vengono scomposte proporzionalmente all'ampiezza di tali tratti.

La resistenza allo scorrimento  $R_d$  è data dalla relazione:

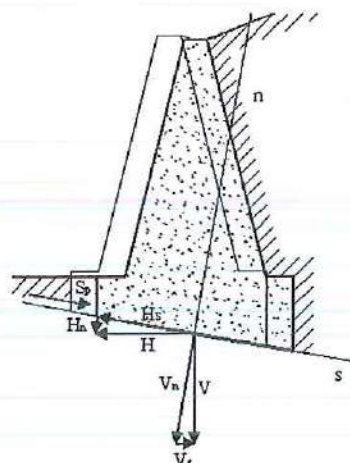
$$R_d = (1/\gamma_R) \cdot [(N_y + T_y) \cdot \theta + N_x + \alpha S_p + \beta c]$$

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



Nelle tabelle che seguono vengono riportate, per ogni sezione di muro del presente progetto, i valori delle azioni stabilizzanti e ribaltanti ed i relativi coefficienti di sicurezza, per verificare la stabilità per la condizione limite di scorrimento.

**Coefficienti Sicurezza Scorrimento Muro 1**

Combinazioni	STR	GEO
Risultante Forze Orizzontali [daN]	2242	2190
Risultante Forze Verticali [daN]	7253	6961
Inclinazione Risultante [grd]	17.18	17.47
Coefficiente Sicurezza Scorrimento	1.84	1.45



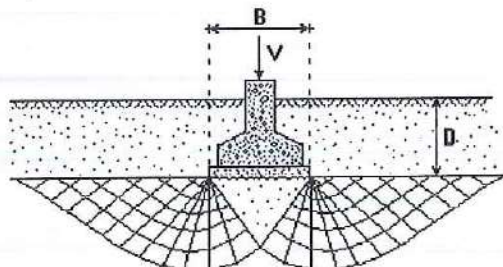
### Verifica alla Capacità Portante

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

La capacità portante è valutata, nel caso di terreno coesivi, secondo l'espressione di Brinch-Hansen:

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

dove 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 fattori di capacità portante e vengono calcolati in funzione dell'angolo d'attrito  $\varphi$ :

$$N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \cdot \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$$

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

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi$$

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.

$$i_q = i_c = [1 - 0.5 \cdot H / (V + B \cdot L \cdot c \cdot \cotan \varphi)]^5 \quad i_\gamma = [1 - 0.7 \cdot H / (V + B \cdot L \cdot c \cdot \cotan \varphi)]^5$$

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

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

$$d_\gamma = 1$$

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

$$b_c = 1 - \alpha^\circ / 147^\circ$$

$$b_\gamma = \exp(-2.7 \cdot \alpha \cdot \tan \varphi)$$

$$g_q = \sqrt{(1 - 0.5 \cdot \tan \beta)^5}$$

$$g_c = 1 - \beta^\circ / 147^\circ$$

$$g_\gamma = \sqrt{(1 - 0.5 \cdot \tan \beta)^5}$$

$$B' = B - 2e = \text{Larghezza equivalente fondazione}$$

$$B, D, \alpha^\circ = \text{Larghezza, profondità ed inclinazione fondazione}$$

$$e = \text{eccentricità dei carichi rispetto al baricentro della fondazione}$$

$$H, V = \text{Forze orizzontali, verticali in fondazione}$$

$$c, \gamma, \varphi, \beta^\circ = \text{Coesione, Peso Specifico, Angolo Attrito e Inclinazione Terreno fondazione}$$

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

Per terreno puramente coesivo senza attrito, l'espressione diventa la seguente:

$$\sigma_{lim} = 5.14 c_u \cdot i_c^0 \cdot d_c^0 \cdot b_c^0 \cdot g_c^0 + \gamma \cdot D$$

dove:

$$i_c^0 = 1 - 2 \cdot H / (5.14 \cdot B \cdot L \cdot c_u)$$

$$b_c^0 = \alpha^\circ / 147^\circ$$

$$g_c^0 = \beta^\circ / 147^\circ$$

$$d_c^0 = 0.4 \cdot k$$

La Resistenza alla Capacità Portante e l'Azione Sollecitante sulla fondazione sono rispettivamente:

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

dove con  $F_v$  si esprimono i pesi propri e le forze verticali applicate.



### Calcolo dei cedimenti elastici

Per la valutazione dei cedimenti che il terreno potrebbe subire a causa dell'aumento di carico, si fa riferimento al Metodo Edometrico, considerando strati di spessore pari ad 1 metro e fino alla profondità in cui l'incremento di carico dovuto alla struttura è minore del 20% del carico lisostatico preesistente.

Per il calcolo del cedimento si adotta la seguente espressione:

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

dove si è indicato, per ogni strato:

$\Delta\sigma_i$  = Variazione Pressione del Terreno  
 $\Delta z_i$  = Spessore Strato Terreno  
 $E_i$  = Modulo Elastico del terreno

Nelle Tabelle che seguono vengono riportati, per ogni muro del presente progetto, i coefficienti di capacità portante e i fattori sopra descritti, relativi al calcolo del Carico Limite e il corrispondente Coefficiente di Sicurezza. Inoltre, sempre per ogni muro si riportano i Cedimenti Elastici della fondazione.

Infine, per completezza di trattazione, si riporta sempre in questa sezione della presente relazione, il calcolo dello stato tensionale del terreno al di sotto della fondazione e la posizione dell'azione verticale in fondazione, rispetto all'estremo di nocciolo.

#### Muro 1

##### Carico Limite

Combinazioni	STR	GEO
Base di Fondazione Ridotta [m]	1.69	1.80
Coefficiente Capacità Portante Nq	11.85	7.30
Coefficiente Capacità Portante Nc	22.25	16.14
Coefficiente Capacità Portante N <sub>γ</sub>	12.54	6.48
Coefficiente Inclinazione Carico i <sub>q</sub>	0.56	0.49
Coefficiente Inclinazione Carico i <sub>c</sub>	0.52	0.40
Coefficiente inclinazione Carico i <sub>γ</sub>	0.42	0.34
Coefficiente Inclinazione Fondazione b <sub>q</sub>	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Fondazione b <sub>c</sub>	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Fondazione b <sub>γ</sub>	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Terreno Valle g <sub>q</sub>	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Terreno Valle g <sub>c</sub>	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Terreno Valle g <sub>γ</sub>	1.00	1.00
Coefficiente di Affondamento d <sub>q</sub>	1.11	1.11
Coefficiente di Affondamento d <sub>c</sub>	1.14	1.13
Coefficiente di Affondamento d <sub>γ</sub>	1.00	1.00
Carico Limite [daN]	34104	17521
Carico di Esercizio [daN]	9069	6961
Coefficiente di Sicurezza Carico Limite	3.76	2.52
Cedimento Elastico Fondazione [cm]	0.13	0.13

##### Eccentricità e Tensioni

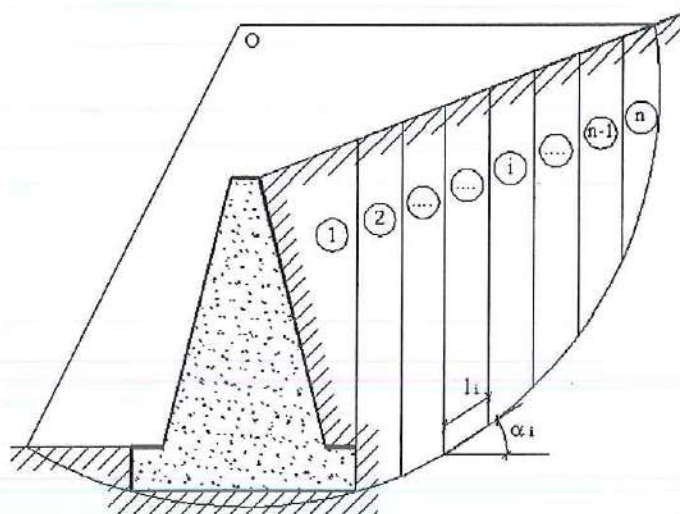
Combinazioni	STR	GEO
Eccentricità della Fv [m]	-0.15	-0.10
Estremo di nocciolo (1/6 Bf) [m]	0.33	0.33
Tensione Terreno Mensola Esterna σ <sub>t</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	-0.20	0.24
Tensione Terreno Mensola Interna σ <sub>t</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.53	0.45



### Verifica stabilità globale

Si prevede, inoltre, la verifica alla stabilità globale dell'opera. Con tale verifica, si determina il grado di sicurezza sia del manufatto, sia del terreno, nei confronti di possibili scorrimenti lungo superfici di rottura passanti al di sotto del piano di appoggio del muro.

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



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

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

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

dove:

- $\gamma_R$  = Coefficiente parziale sulle resistenze per la verifica alla stabilità globale
- $c$  = Coesione del terreno
- $\delta l_i$  = Larghezza del concio elementare
- $W_i$  = Peso del concio elementare
- $\alpha_i$  = Inclinazione della base del concio
- $u_i$  = Pressione idrostatica sul concio
- $\phi$  = Angolo di attrito interno del terreno

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



# Muro 1

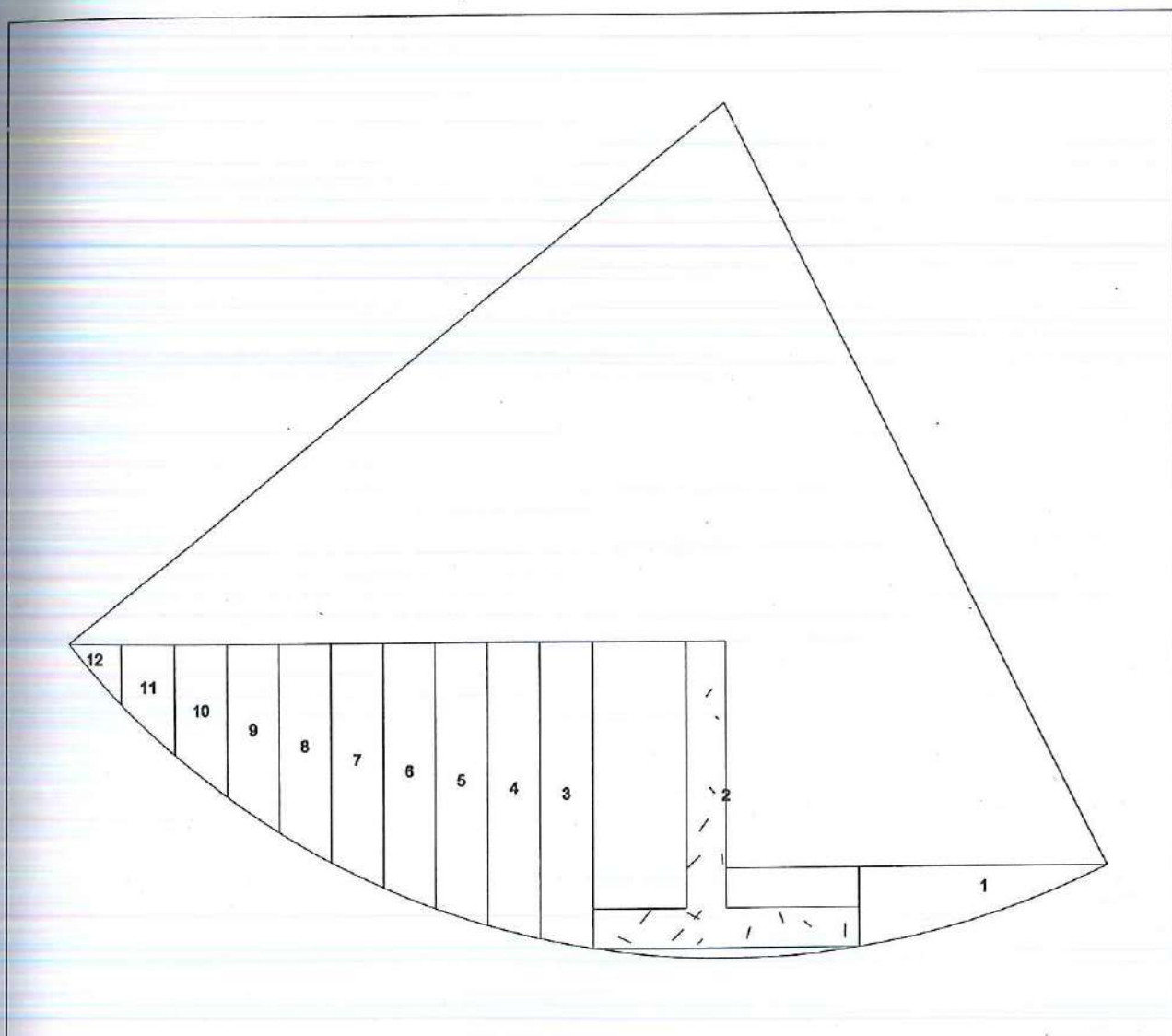
## Dati Generali Pendio

Numero dei conci	12
Larghezza dei conci [m]	0.39
Raggio cerchio critico [m]	6.38
Lunghezza arco cerchio critico [m]	5.59

Descrizione	GEO
Resistenza al taglio disponibile [daN]	8041
Resistenza al taglio mobilitata [daN]	4660
Coeff. sicurezza Equilibrio Globale	1.73

## Tabella Valori

Concio N.	H [m]	$\delta l$ [m]	$c \delta l$ [daN/m]	$W_i$ [daN]	$\alpha$ [grd]	$N_i$ [daN]	$h_w$ [m]	$U_i$ [daN]	$T_i$ [daN]	$S_i$ [daN]
1	0.30	1.77	282	987	-19.85	928	0.00	0	362	-335
2	2.30	2.00	320	6961	0.00	6961	0.00	0	2716	0
3	2.30	0.40	63	1846	10.80	1814	0.00	0	707	346
4	2.15	0.40	64	1779	14.39	1723	0.00	0	672	442
5	1.97	0.41	65	1691	18.05	1608	0.00	0	627	524
6	1.78	0.42	67	1582	21.78	1469	0.00	0	573	587
7	1.58	0.43	69	1449	25.61	1307	0.00	0	510	626
8	1.35	0.45	71	1292	29.56	1123	0.00	0	438	637
9	1.12	0.47	75	1106	33.68	920	0.00	0	359	613
10	0.86	0.50	79	888	38.01	699	0.00	0	273	546
11	0.59	0.53	84	632	42.61	465	0.00	0	181	427
12	0.30	0.58	92	329	47.58	222	0.00	0	86	243





## Verifiche di Resistenza

### Generalità

Nelle stampe che seguono, vengono riportati il dimensionamento e la verifica delle armature dei muri in cemento armato del progetto, nelle sezioni di verifica.

Ciascuna sezione è generalmente soggetta a Momento Flettente, Sforzo Normale e Taglio, pertanto è necessario effettuare le verifiche a FLESSIONE COMPOSTA DEVIATA e TAGLIO.

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

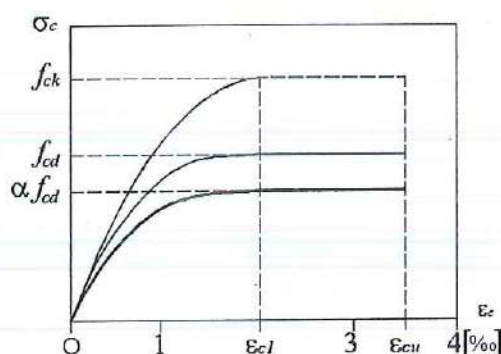
### Diagrammi costitutivi di calcolo

Come legami costitutivi  $\sigma$ - $\epsilon$  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 tensioni-deformazioni denominato parabola-rettangolo, costituito da un tratto parabolico, con asse parallelo a quello delle tensioni, ed un tratto costante.

Il vertice della parabola, di tale diagramma costitutivo, ha ascissa  $\epsilon_{cl} = 0.2\%$ , 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  $\alpha$  pari a 0.85 per tener conto dell'effetto dei carichi di lunga durata.

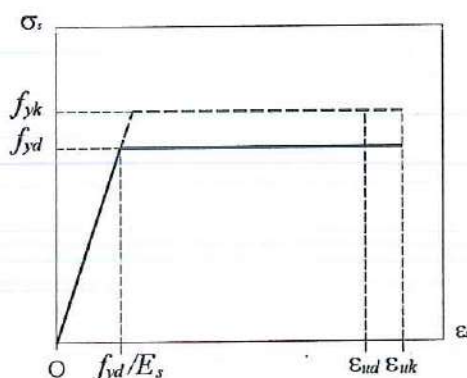


#### Acciaio

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.



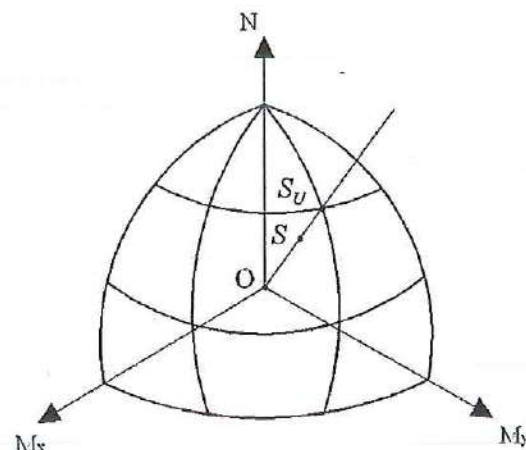
### Criteri di Verifica allo Stato Limite Ultimo

Una qualunque sezione risulta generalmente gravata da due terne di sollecitazioni, di cui una comprende sforzo normale e momento flettente lungo le due direzioni  $x$  e  $y$  della sezione ( $N_x, M_x, M_y$ ), l'altra è costituita da torsione e taglio lungo le due direzioni suddette ( $M_z, T_x, T_y$ ).

La verifica allo stato limite ultimo è condotta costruendo, per ogni terna di sollecitazioni e per ogni sezione, un **dominio di resistenza**, fissando un diagramma limite di deformazione e risalendo alle tensioni corrispondenti, tramite i legami costitutivi, non lineari, per ottenere lo stato di sollecitazione ultima, che la sezione può sopportare, e valutare se lo stato della sollecitazione di calcolo è interno al dominio.

Noto il dominio di resistenza della generica sezione e detto  $S$  il generico stato di sollecitazione a cui la sezione è sottoposta, è possibile determinare lo stato di sollecitazione ultimo  $S_u$  "prolungando" il vettore  $(O, S)$ , lungo la sua stessa direzione, dal punto  $S$ , fino ad intersecare la superficie del dominio di rottura.

Il rapporto tra i segmenti  $(O, S_u)/(O, S)$  rappresenta il coefficiente di sicurezza della sezione, per la condizione in esame.



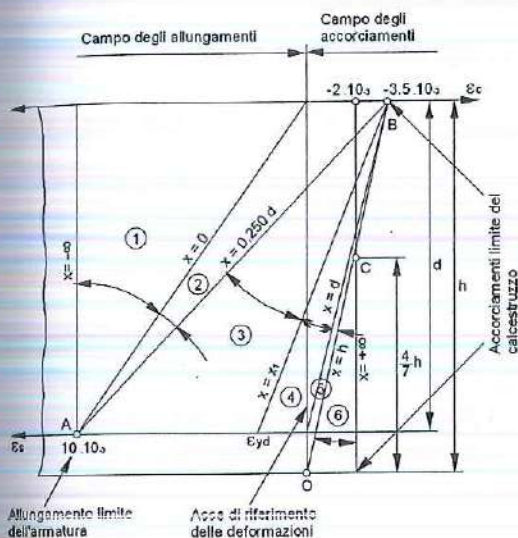


Si considera, pertanto, il problema della flessione composta disaccoppiato da quello di taglio e torsione, determinando, separatamente, i domini di resistenza corrispondenti ed i corrispondenti coefficienti di sicurezza di ciascuna sezione soggetta alle suddette terne di sollecitazioni.

### Flessione Composta

Il raggiungimento dello stato limite ultimo per la sezione soggetta a sforzo normale e flessione avviene, in generale, quando calcestruzzo o acciaio assumono i valori limite di deformazione, in corrispondenza della rottura a compressione per il calcestruzzo e a trazione per l'acciaio. Particolare rilievo assume, inoltre, il raggiungimento del limite di snervamento per l'acciaio, oltre il quale non è possibile contare su ulteriori riserve di resistenza del materiale, ma solo di deformazione, fino alla rottura.

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



	DEFORMAZIONI SPECIFICHE		TIPO DI SOLLECITAZIONE	TIPO DI ROTTURA
	ACCIAIO	CALCESTRUZZO		
$x = -\infty$				
①	10‰	--	TRAZIONE SEMPLICE O COMPOSTA	MASSIMA DEFORMAZIONE ACCIAIO TESO
$x = 0$				
②	10‰	$0 \leq \epsilon_c \leq 3,5\%$	FLESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	MASSIMA DEFORMAZIONE ACCIAIO TESO
$x = 0,25d$				
③	$10\% < \epsilon_s \leq \epsilon_{yd}$	3,5‰	FLESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	SNERVAMENTO ACCIAIO E SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO
$x = x_l$				
④	$\epsilon_{yd} < \epsilon_s \leq 0$	3,5‰	FLESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO
$x = d$				
⑤	$(\epsilon_s < 0)$	3,5‰	FLESSIONE COMPOSTA	SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO
$x = h$				
⑥	$(\epsilon_s < 0)$	$2\% \leq \epsilon_c \leq 3,5\%$	COMPRESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO E SNERVAMENTO ACCIAIO COMPRESSO
$x = +\infty$				

### Taglio e Torsione

Una volta individuate le armature necessarie che soddisfano la verifica a flessione, il programma procede con la verifica al Taglio che risulta soddisfatta fin tanto che il valore di calcolo del taglio sollecitante non risulti inferiore al valore del taglio resistente della sezione, ovvero  $V_{rd1}$ .

### Criteri di Dimensionamento delle Armature

Per i vari muri del progetto vengono calcolate le aree necessarie di ferro, in ciascuna delle sezioni di verifica, mediante formule dirette di semiprogetto. Vengono, quindi, disposte le armature utilizzando le aree commerciali relative ai tondini scelti, soddisfacendo sia i minimi imposti dalle normative che quelli dettati dalle specifiche di progetto, definite dal progettista in apposite schede di progetto, di seguito riportate, in cui vengono Le verifiche delle sezioni, vengono quindi effettuate considerando l'effettiva armatura realmente disposta.



## Schede Progettazione Armature Muri

Codice	Scheda 1
Copriferro Tond. Long. Elevazione [cm]	3
Diametro Tond. Long. Parete Interna [mm]	16
Diametro Tond. Long. Parete Esterna [mm]	16
Diametro Tond. Ripartizione Elevazione [mm]	8
Interferro Max Tond. Parete Interna [cm]	30
Interferro Max Tond. Parete Esterna [cm]	30
Interferro Max Tond. Ripart. Elevazione [cm]	30
N.Minimo 1° Moncone Elevazione	0
N.Minimo 2° Moncone Elevazione	0
Lungh. Pieg. Estremo Monconi Elevazione [cm]	30
Angolo Pieg. Estremo Monconi Elevazione [grd]	45
Copriferro Tondino Long. Fondazione [cm]	3
Diametro Tondino Inferiore Fondazione [mm]	16
Diametro Tondino Superiore Fondazione [mm]	16
Diametro Tondino Ripartiz. Fondazione [mm]	8
Interferro Max Tond. Sup. Fondazione [cm]	30
Interferro Max Tond. Inf. Fondazione [cm]	30
Interferro Max Tond. Rip. Fondazione [cm]	30

## Schede Progettazione Armature Pali

Codice	Scheda 1
Copriferro Tondini Longitudinali [cm]	3
Diametro 1° Tondino Longitudinale [mm]	14
Diametro 2° Tondino Longitudinale [mm]	16
Diametro Tondino Spirale [mm]	14
Interferro Min Tondino Longitudinali [cm]	5
Interferro Max Tondino Longitudinali [cm]	20

## Verifiche di Resistenza delle Sezioni

Nelle tabelle seguenti, per ogni Muro del progetto, e nelle sezioni di verifica, rispettivamente, al piede della parete del muro, ad un terzo dell'altezza della parete e a due terzi della stessa e nella sezione di incastro della mensola esterna ed interna di fondazione, vengono riportati:

Sezione = Sezione di verifica considerata

$h_s$  = Altezza sezione di verifica

$M$  = Momento Flettente

$N$  = Sforzo Normale

$A_{f1}$  = Area Effettiva Armatura Ferri Interni per la parete in elevazione ed Inferiori per la fondazione

$A_{f2}$  = Area Effettiva Armature Ferri Esterni per la parete in elevazione e Superiori per la fondazione

$\varepsilon_c, \varepsilon_f$  = Deformazioni Max di Lavoro del Calcestruzzo e dell'Acciaio

$\lambda$  = Coefficiente minimo di sicurezza

$T$  = Sforzo Tagliante Max

$\tau_c$  = Tensione Tangenziale Max dovuta al Taglio

## Tabella verifiche delle sezioni Muro 1

Scheda Progettazione Armature Muri: Scheda 1

Sezione	M [daN·m]	N [daN]	$A_{f1}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{f2}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\varepsilon_c$ [0]	$\varepsilon_f$ [0]	$\lambda$	T [daN]	$\tau$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
Mensola Esterna	1012	0	6.03	6.03	0.25	1.77	5.65	2201	0.84
Mensola Interna	-200	0	6.03	6.03	0.04	0.35	28.57	-658	0.25
Sezione Spiccato	1196	2203	6.03	6.03	0.29	1.56	6.42	1802	0.67
Sezione ad 1/3 H	323	1259	6.03	6.03	0.07	0.30	33.77	766	0.28
Sezione ad 2/3 H	43	564	6.03	6.03	0.00	0.00	99.99	216	0.08



# Dati Input

## Geometria

Per ogni sezione di muro del presente progetto vengono di seguito definite tutte le caratteristiche geometriche, sia in elevazione che in fondazione e quelle del terreno sia a valle che a monte.

Per una maggiore immediatezza nella individuazione della geometria, questa viene definita graficamente mediante il disegno della sezione del muro.

### Dati Geometria Muro 1

#### Elevazione

Altezza Parete Muro [cm]	120
Spessore muro in testa [cm]	30
Pendenza Parete Esterna [%]	0
Pendenza Parete Interna [%]	0

#### Fondazione

Larghezza Fondazione [cm]	150
Altezza Centrale Fondazione [cm]	30
Altezza Mensola Esterna Fondazione [cm]	30
Altezza Mensola Interna Fondazione [cm]	30
Larghezza Mensola Esterna Fondazione [cm]	60
Larghezza Mensola Interna Fondazione [cm]	60
Profondità Mensola Esterna Fondazione [cm]	30
Spessore Strato Magrone [cm]	10

#### Terreno

Angolo di Inclinazione Terreno a Monte [grd]	0
Lunghezza Tratto Inclinato a Monte [cm]	20
Angolo di Inclinazione Terreno a Valle [grd]	0
Altezza Falda [cm]	0

### Disegno Muro 1





## Azioni

Per ogni sezione di muro, vengono di seguito riportati i valori caratteristici delle azioni esterne agenti.

In generale, le azioni che cimentano i muri di sostegno possono essere assegnate sia come carichi concentrati, che come carichi distribuiti sul terrapieno di monte.

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

### Azioni Muro 1

#### Carichi

Sovraccarico Permanente Distribuito sul Terreno [daN/m]	400
Distanza Sovraccarico Permanente da testa Muro [cm]	20
Sovraccarico Variabile Distribuito sul Terreno [daN/m]	0
Distanza Sovraccarico Variabile da testa Muro [cm]	20
Forza Orizzontale Lungo la Parete [daN]	0
Quota Applicazione Forza Orizzontale [cm]	0
Forza Verticale in Testa [daN]	0
Momento Flettente in testa [daN m]	0



## Risultati di Calcolo

### Azioni e Resistenze di Calcolo

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

Di seguito si riportano i valori di calcolo dei parametri di resistenza del terreno, in elevazione e in fondazione e, per ogni muro del progetto, le azioni di calcolo da utilizzarsi per le per tutte le possibili combinazioni di carico agli stati diverse combinazioni di carico agli stati limite, precedentemente definite (STR, GEO ed EQU).

#### Parametri di Calcolo Terreno

##### Terreno in Elevazione

Combinazioni	STR	GEO	EQU
Peso Specifico [daN/m <sup>3</sup> ]	1980	1980	1980
Angolo Attrito Interno [grd]	26	21	21
Coesione [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00	0.00
Ang. Attrito Terra-Muro [grd]	26	21	21

##### Terreno in Fondazione

Combinazioni	STR	GEO	EQU
Adesione Terra-Fondazione [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00	0.00
Fattore Attrito Terra-Fond.	0.70	0.56	0.56
Peso Specifico [daN/m <sup>3</sup> ]	1980	1980	1980
Coesione [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.02	0.02	0.02
Angolo Attrito Interno [grd]	26	21	21

#### Azioni di Calcolo Muro 1

##### Carichi

Descrizione	Permanenti			Variabili		
	STR	GEO	EQU	STR	GEO	EQU
Combinazioni						
Sovraccarico Distribuito sul Terreno [daN/m]	520	400	440	0	0	0
Forza Orizzontale Lungo la Parete [daN]	0	0	0	0	0	0
Forza Verticale in Testa [daN]	0	0	0	0	0	0
Momento Flettente in testa [daN m]	0	0	0	0	0	0



## Spinte e Forze

Il calcolo delle Spinte, su ciascuna sezione di muro del presente progetto, viene effettuato secondo la Teoria di Coulomb, con l'estensione di Muller Breslau, nel caso di Azioni Statiche, e di Mononobe Okabe, nel caso di Azioni Sismiche, così come precedentemente descritto al capitolo di pertinenza.

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

### Parametri di Elaborazione

Percentuale Sismica Sovraccarico [%]	50
Percentuale Contributo Spinta Passiva [%]	10
Percentuale Spinta Statica Coesione [%]	0

Per ogni muro del presente progetto, si riportano, i Coefficienti di Spinta ed i valori delle Spinte e delle Forze agenti, per le varie combinazioni.

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

### Muro 1

#### Coefficienti di Spinta

Combinazioni	STR	GEO	EQU
Coefficiente di Spinta Attiva	0.34	0.41	0.41
Coefficiente di Spinta Passiva	6.22	3.95	3.95

#### Spinte Passive

Combinazioni	STR	GEO	EQU
Spinta Passiva Totale [daN]	554	351	316
Spinta Passiva Mobilitata [daN]	55	35	31

#### Spinte Attive e Forze sul Muro

Combinazioni	STR	GEO	EQU
Spinta del Terreno [daN]	991	905	995
Controspinta da Coesione [daN]	0	0	0
Spinta Sovraccarico [daN]	267	243	268
Spinta Idrostatica [daN]	0	0	0
Forza Peso del Muro [daN]	899	899	810
Peso Terreno su Fondazione Interna [daN]	1665	1665	1499
Peso Fondazione [daN]	1125	1125	1012



## Verifiche di Stabilità

Note le forze che sollecitano l'opera di sostegno, per effettuare la verifica di stabilità del muro, bisogna controllare, per una serie di stati di equilibrio limite, che l'effetto delle azioni Resistenti (o Stabilizzanti) risulti maggiore dell'effetto delle azioni Sollecitanti (o Instabilizzanti), considerando i valori di calcolo di Azioni e Resistenze, precedentemente definite.

Con riferimento alle condizioni limite che si innescano a seguito di meccanismi di collasso, dovuti alla mobilitazione del terreno, per le opere di sostegno si distinguono Stati Limite Ultimi di tipo Geotecnico (GEO) e di Equilibrio (EQU). Sono classificabili come stati Limite Ultimi di tipo Geotecnico: lo scorrimento dell'opera sul piano di posa, il collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno e la stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno. Per quanto riguarda, invece, lo Stato Limite Ultimo di ribaltamento, non prevedendo la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione, viene trattato come uno Stato Limite di Equilibrio.

I coefficienti parziali di sicurezza da adottare sia per le azioni (A), che per i parametri di resistenza del terreno (M), sono quelli definiti al relativo paragrafo della parte introduttiva della presente Relazione di Calcolo, quelli invece da applicare alle resistenze globali (R), dipendono dal tipo di verifica e sono riportati nella seguente tabella:

Coefficienti Parziali Resistenze

Comb	Capacità Portante	Scorrimento	Stabilità Globale
R1	1.00	1.00	1.00
R2	1.00	1.00	1.10
R3	1.40	1.10	1.00

Le verifiche allo Scorrimento ed al Carico Limite dell'insieme fondazione-terreno devono essere fatte secondo uno dei due seguenti approcci progettuali. Se si sceglie di operare secondo l'Approccio 1, è necessario considerare due possibili combinazioni dei rispettivi coefficienti, sinteticamente indicati come: (A1+M1+R1) ed (A2+M2+R2). Se invece, si intende operare secondo l'Approccio 2, è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, sinteticamente indicati come: (A1+M1+R3).

Nel presente progetto si è scelto di seguire l'Approccio 1, in cui i coefficienti (A1) vengono "combinati" con quelli (M1) ed (R1) e sono rilevanti per stabilire la capacità strutturale delle opere interagenti col terreno (STR), mentre i coefficienti (A2) vengono "combinati" con quelli (M2) ed (R2) e sono rilevanti per il dimensionamento geotecnico (GEO). E' opportuno precisare che nelle suddette espressioni, il segno più sta per "combinato con".

Per la verifica di Ribaltamento dell'opera, si considera un'unica combinazione di coefficienti, adoperando per le azioni quelli del gruppo (EQU), mentre per i parametri di resistenza del terreno, necessari per il calcolo delle spinte, quelli del gruppo (M2).

Infine, per quanto riguarda la verifica alla Stabilità Globale del complesso opera di sostegno-terreno, deve essere effettuata con riferimento all'Approccio 1, ma considerando una sola combinazione, e precisamente, la seconda, con i rispettivi coefficienti: (A2+M2+R2).

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, Capacità Portante, Stabilità Globale) deve essere verificata la condizione:

$$R_d > S_d$$

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

### Verifica al Ribaltamento

Questa verifica impone la sicurezza nei confronti del ribaltamento dell'opera di sostegno attorno al punto più esterno della fondazione, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.

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.

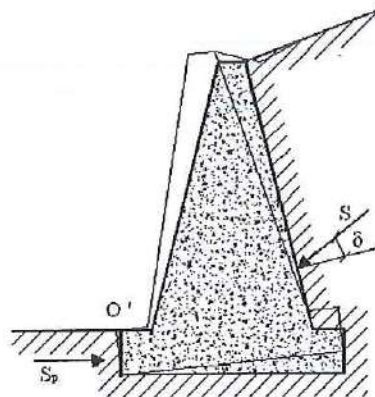
Il momento stabilizzante  $R_d$  e quello ribaltante  $S_d$  vengono calcolati mediante le seguenti espressioni:

$$R_d = \sum F_v \cdot b$$

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

dove:

- $F_v$  = 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  $S_y$





Nelle tabelle che seguono vengono riportate, per ogni sezione di muro del presente progetto, i momenti dovuti alle azioni stabilizzanti e ribaltanti ed i relativi coefficienti di sicurezza, per verificare la stabilità per la condizione limite di ribaltamento.

**Coefficienti Sicurezza Ribaltamento Muro 1**

Descrizione	EQU
Momento Stabilizzante [daN·m]	3165
Momento Ribaltante [daN·m]	147
Coefficiente Sicurezza Ribaltamento	21.41

**Verifica allo Scorrimento**

Tale verifica impone la sicurezza nei confronti dello scorrimento dell'opera di sostegno nella superficie di contatto tra la fondazione ed il terreno. 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.

Nel caso in cui è presente un dente di fondazione, la superficie di scorrimento viene scomposta in due tratti: un tratto inclinato congiungente il punto più esterno della fondazione con il punto più interno della base del dente. Le azioni risultanti vengono scomposte proporzionalmente all'ampiezza di tali tratti.

La resistenza allo scorrimento  $R_d$  è data dalla relazione:

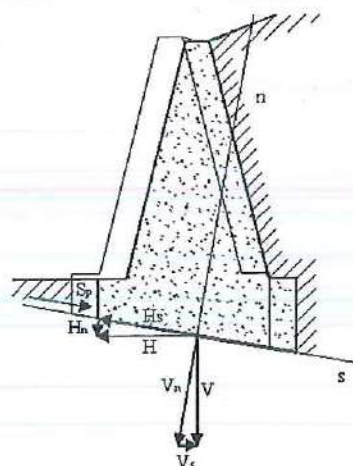
$$R_d = (1/\gamma_R) \cdot [(N_y + T_y) \cdot \theta + N_x + \alpha S_p + \beta c]$$

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



Nelle tabelle che seguono vengono riportate, per ogni sezione di muro del presente progetto, i valori delle azioni stabilizzanti e ribaltanti ed i relativi coefficienti di sicurezza, per verificare la stabilità per la condizione limite di scorrimento.

**Coefficienti Sicurezza Scorrimento Muro 1**

Combinazioni	STR	GEO
Risultante Forze Orizzontali [daN]	1076	1035
Risultante Forze Verticali [daN]	4242	4108
Inclinazione Risultante [grd]	14.23	14.14
Coefficiente Sicurezza Scorrimento	2.76	2.22



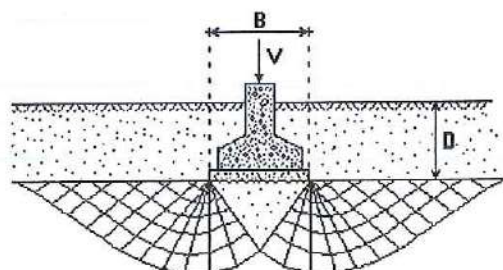
### Verifica alla Capacità Portante

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

La capacità portante è valutata, nel caso di terreno coesivi, secondo l'espressione di Brinch-Hansen:

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

dove 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 fattori di capacità portante e vengono calcolati in funzione dell'angolo d'attrito  $\varphi$ :

$$N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \cdot \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$$

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

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi$$

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.

$$i_q = i_c = [1 - 0.5 \cdot H / (V + B \cdot L \cdot c \cdot \cotan \varphi)]^5 \quad i_\gamma = [1 - 0.7 \cdot H / (V + B \cdot L \cdot c \cdot \cotan \varphi)]^5$$

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

$$b_q = \exp(-2 \cdot \alpha \cdot \tan \varphi) \quad b_c = 1 - \alpha^\circ / 147^\circ \quad b_\gamma = \exp(-2.7 \cdot \alpha \cdot \tan \varphi)$$

$$g_q = \sqrt{(1 - 0.5 \cdot \tan \beta)^5} \quad g_c = 1 - \beta^\circ / 147^\circ \quad g_\gamma = \sqrt{(1 - 0.5 \cdot \tan \beta)^5}$$

$$B' = B - 2e = \text{Larghezza equivalente fondazione}$$

$$B, D, \alpha^\circ = \text{Larghezza, profondità ed inclinazione fondazione}$$

$$e = \text{eccentricità dei carichi rispetto al baricentro della fondazione}$$

$$H, V = \text{Forze orizzontali, verticali in fondazione}$$

$$c, \gamma, \varphi, \beta^\circ = \text{Coesione, Peso Specifico, Angolo Attrito e Inclinazione Terreno fondazione}$$

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

Per terreno puramente coesivo senza attrito, l'espressione diventa la seguente:

$$\sigma_{lim} = 5.14 \cdot c_u \cdot i_c^0 \cdot d_c^0 \cdot b_c^0 \cdot g_c^0 + \gamma \cdot D$$

dove:

$$i_c^0 = 1 - 2 \cdot H / (5.14 \cdot B \cdot L \cdot c_u) \quad b_c^0 = \alpha^\circ / 147^\circ \quad g_c^0 = \beta^\circ / 147^\circ \quad d_c^0 = 0.4 \cdot k$$

La Resistenza alla Capacità Portante e l'Azione Sollecitante sulla fondazione sono rispettivamente:

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

dove con  $F_v$  si esprimono i pesi propri e le forze verticali applicate.



### Calcolo dei cedimenti elastici

Per la valutazione dei cedimenti che il terreno potrebbe subire a causa dell'aumento di carico, si fa riferimento al Metodo Edometrico, considerando strati di spessore pari ad 1 metro e fino alla profondità in cui l'incremento di carico dovuto alla struttura è minore del 20% del carico lisostatico preesistente.

Per il calcolo del cedimento si adotta la seguente espressione:

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

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

Nelle Tabelle che seguono vengono riportati, per ogni muro del presente progetto, i coefficienti di capacità portante e i fattori sopra descritti, relativi al calcolo del Carico Limite e il corrispondente Coefficiente di Sicurezza. Inoltre, sempre per ogni muro si riportano i Cedimenti Elastici della fondazione.

Infine, per completezza di trattazione, si riporta sempre in questa sezione della presente relazione, il calcolo dello stato tensionale del terreno al di sotto della fondazione e la posizione dell'azione verticale in fondazione, rispetto all'estremo di nocciolo.

#### Muro I

##### Carico Limite

Combinazioni	STR	GEO
Base di Fondazione Ridotta [m]	1.30	1.35
Coefficiente Capacità Portante Nq	11.85	7.30
Coefficiente Capacità Portante Nc	22.25	16.14
Coefficiente Capacità Portante Ny	12.54	6.48
Coefficiente Inclinazione Carico iq	0.65	0.59
Coefficiente Inclinazione Carico ic	0.62	0.53
Coefficiente Inclinazione Carico iy	0.53	0.46
Coefficiente Inclinazione Fondazione bq	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Fondazione bc	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Fondazione by	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Terreno Valle gq	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Terreno Valle gc	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Terreno Valle gy	1.00	1.00
Coefficiente di Affondamento dq	1.07	1.07
Coefficiente di Affondamento dc	1.09	1.09
Coefficiente di Affondamento dy	1.00	1.00
Carico Limite [daN]	21326	11105
Carico di Esercizio [daN]	5349	4108
Coefficiente di Sicurezza Carico Limite	3.99	2.70
Cedimento Elastico Fondazione [cm]	0.08	0.08

##### Eccentricità e Tensioni

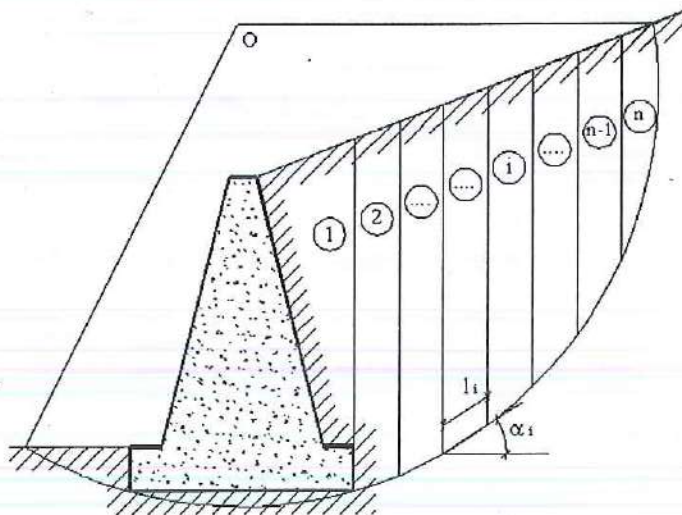
Combinazioni	STR	GEO
Eccentricità della Fv [m]	-0.10	-0.07
Estremo di nocciolo (1/6 Bf) [m]	0.25	0.25
Tensione Terreno Mensola Esterna $\sigma_t$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.17	0.19
Tensione Terreno Mensola Interna $\sigma_t$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.40	0.35



### Verifica stabilità globale

Si prevede, inoltre, la verifica alla stabilità globale dell'opera. Con tale verifica, si determina il grado di sicurezza sia del manufatto, sia del terreno, nei confronti di possibili scorrimenti lungo superfici di rottura passanti al di sotto del piano di appoggio del muro.

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



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

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

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

dove:

- $\gamma_R$  = Coefficiente parziale sulle resistenze per la verifica alla stabilità globale
- $c$  = Coesione del terreno
- $\delta l_i$  = Larghezza del concio elementare
- $W_i$  = Peso del concio elementare
- $\alpha_i$  = Inclinazione della base del concio
- $u_i$  = Pressione idrostatica sul concio
- $\phi$  = Angolo di attrito interno del terreno

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



# Muro 1

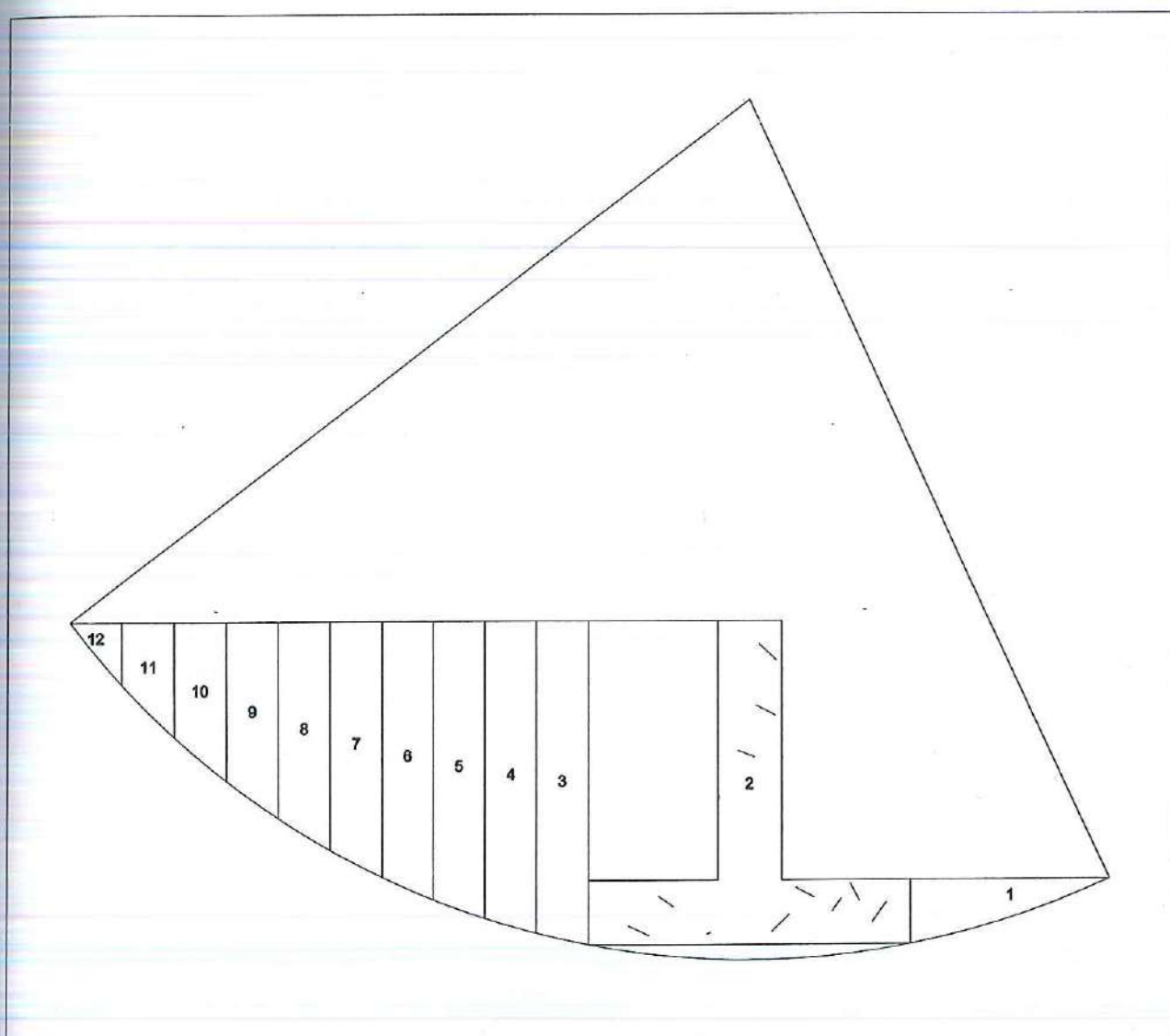
## Dati Generali Pendio

Numero dei conci	12
Larghezza dei conci [m]	0.24
Raggio cerchio critico [m]	3.97
Lunghezza arco cerchio critico [m]	3.57

Descrizione	GEO
Resistenza al taglio disponibile [daN]	3884
Resistenza al taglio mobilitata [daN]	2125
Coeff. sicurezza Equilibrio Globale	1.83

## Tabella Valori

Concio N.	H [m]	$\delta l$ [m]	$c\delta l$ [daN/m]	Wi [daN]	$\alpha$ [grd]	Ni [daN]	hw [m]	Ui [daN]	Ti [daN]	Si [daN]
1	0.15	0.71	113	191	-24.98	173	0.00	0	67	-80
2	1.50	1.50	240	4108	0.00	4108	0.00	0	1602	0
3	1.50	0.24	38	750	12.62	731	0.00	0	285	163
4	1.39	0.25	39	721	16.14	693	0.00	0	270	200
5	1.28	0.25	40	686	19.71	645	0.00	0	252	231
6	1.15	0.26	41	642	23.37	589	0.00	0	230	254
7	1.01	0.27	42	590	27.14	525	0.00	0	205	269
8	0.87	0.28	44	529	31.03	453	0.00	0	177	272
9	0.71	0.29	46	457	35.09	374	0.00	0	146	263
10	0.55	0.31	48	374	39.37	289	0.00	0	112	237
11	0.37	0.33	52	276	43.92	198	0.00	0	77	191
12	0.19	0.36	57	160	48.86	105	0.00	0	41	120





## Verifiche di Resistenza

### Generalità

Nelle stampe che seguono, vengono riportati il dimensionamento e la verifica delle armature dei muri in cemento armato del progetto, nelle sezioni di verifica.

Ciascuna sezione è generalmente soggetta a Momento Flettente, Sforzo Normale e Taglio, pertanto è necessario effettuare le verifiche a FLESSIONE COMPOSTA DEVIATA e TAGLIO.

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

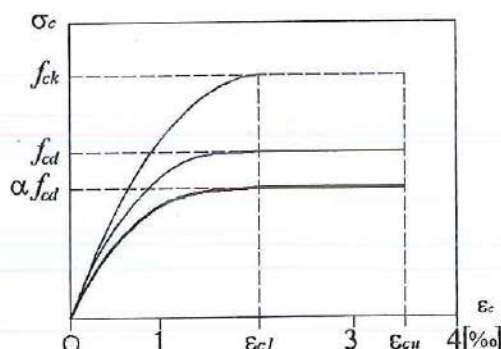
### Diagrammi costitutivi di calcolo

Come legami costitutivi  $\sigma$ - $\epsilon$  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 tensioni-deformazioni denominato parabola-rettangolo, costituito da un tratto parabolico, con asse parallelo a quello delle tensioni, ed un tratto costante.

Il vertice della parabola, di tale diagramma costitutivo, ha ascissa  $\epsilon_{ct} = 0.2\%$ , 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  $\alpha$  pari a 0.85 per tener conto dell'effetto dei carichi di lunga durata.

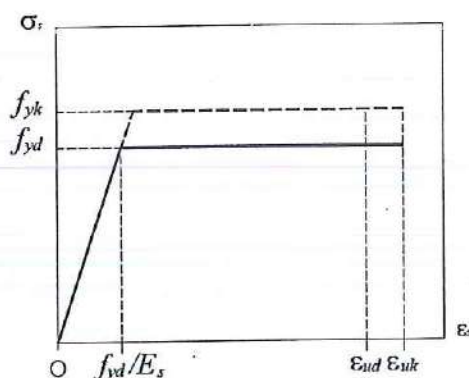


#### Acciaio

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.



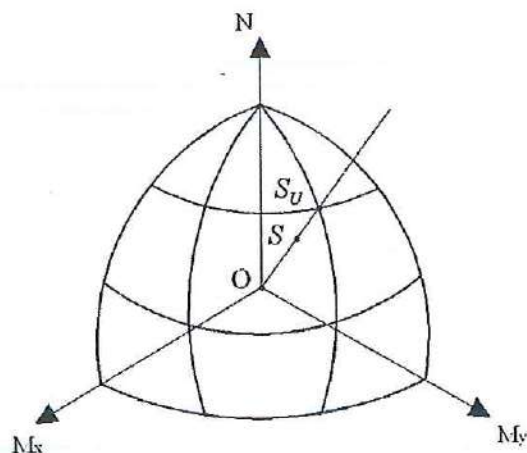
### Criteri di Verifica allo Stato Limite Ultimo

Una qualunque sezione risulta generalmente gravata da due terne di sollecitazioni, di cui una comprende sforzo normale e momento flettente lungo le due direzioni  $x$  e  $y$  della sezione ( $N_x, M_x, M_y$ ), l'altra è costituita da torsione e taglio lungo le due direzioni suddette ( $M_x, T_x, T_y$ ).

La verifica allo stato limite ultimo è condotta costruendo, per ogni terna di sollecitazioni e per ogni sezione, un **dominio di resistenza**, fissando un diagramma limite di deformazione e risalendo alle tensioni corrispondenti, tramite i legami costitutivi, non lineari, per ottenere lo stato di sollecitazione ultima, che la sezione può sopportare, e valutare se lo stato della sollecitazione di calcolo è interno al dominio.

Noto il dominio di resistenza della generica sezione e detto  $S$  il generico stato di sollecitazione a cui la sezione è sottoposta, è possibile determinare lo stato di sollecitazione ultimo  $S_u$  "prolungando" il vettore  $(O, S)$ , lungo la sua stessa direzione, dal punto  $S$ , fino ad intersecare la superficie del dominio di rottura.

Il rapporto tra i segmenti  $(O, S_u)/(O, S)$  rappresenta il coefficiente di sicurezza della sezione, per la condizione in esame.



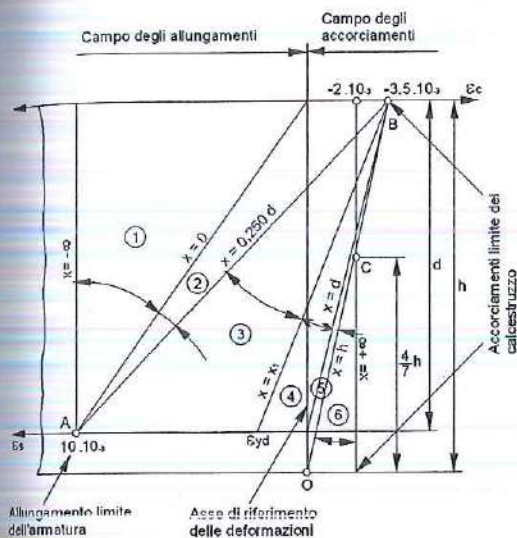


Si considera, pertanto, il problema della flessione composta disaccoppiato da quello di taglio e torsione, determinando, separatamente, i domini di resistenza corrispondenti ed i corrispondenti coefficienti di sicurezza di ciascuna sezione soggetta alle suddette terne di sollecitazioni.

### Flessione Composta

Il raggiungimento dello stato limite ultimo per la sezione soggetta a sforzo normale e flessione avviene, in generale, quando calcestruzzo o acciaio assumono i valori limite di deformazione, in corrispondenza della rottura a compressione per il calcestruzzo e a trazione per l'acciaio. Particolare rilievo assume, inoltre, il raggiungimento del limite di snervamento per l'acciaio, oltre il quale non è possibile contare su ulteriori riserve di resistenza del materiale, ma solo di deformazione, fino alla rottura.

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



	DEFORMAZIONI SPECIFICHE		TIPO DI SOLLECITAZIONE	TIPO DI ROTTURA
	ACCIAIO	CALCESTRUZZO		
$x = -\infty$				
①	10‰	--	TRAZIONE SEMPLICE O COMPOSTA	MASSIMA DEFORMAZIONE ACCIAIO TESO
$x = 0$				
②	10‰	$0 \leq \epsilon_c \leq 3,5\text{‰}$	FLESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	MASSIMA DEFORMAZIONE ACCIAIO TESO
$x = 0,250 d$				
③	$10\text{‰} < \epsilon_s \leq \epsilon_{yd}$	3,5‰	FLESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	SNERVAMENTO ACCIAIO E SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO
$x = x_1$				
④	$\epsilon_{yd} < \epsilon_s \leq 0$	3,5‰	FLESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO
$x = d$				
⑤	$(\epsilon_s < 0)$	3,5‰	FLESSIONE COMPOSTA	SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO
$x = h$				
⑥	$(\epsilon_s < 0)$	$2\text{‰} \leq \epsilon_c \leq 3,5\text{‰}$	COMPRESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO E SNERVAMENTO ACCIAIO COMPRESSO
$x = +\infty$				

### Taglio e Torsione

Una volta individuate le armature necessarie che soddisfano la verifica a flessione, il programma procede con la verifica al Taglio che risulta soddisfatta fin tanto che il valore di calcolo del taglio sollecitante non risulti inferiore al valore del taglio resistente della sezione, ovvero  $V_{rd1}$ .

### Criteri di Dimensionamento delle Armature

Per i vari muri del progetto vengono calcolate le aree necessarie di ferro, in ciascuna delle sezioni di verifica, mediante formule dirette di semiprogetto. Vengono, quindi, disposte le armature utilizzando le aree commerciali relative ai tondini scelti, soddisfacendo sia i minimi imposti dalle normative che quelli dettati dalle specifiche di progetto, definite dal progettista in apposite schede di progetto, di seguito riportate, in cui vengono Le verifiche delle sezioni, vengono quindi effettuate considerando l'effettiva armatura realmente disposta.



**Schede Progettazione Armature Muri**

Codice	Scheda 1
Copriferro Tond. Long. Elevazione [cm]	3
Diametro Tond. Long. Parete Interna [mm]	16
Diametro Tond. Long. Parete Esterna [mm]	16
Diametro Tond. Ripartizione Elevazione [mm]	8
Interferro Max Tond. Parete Interna [cm]	30
Interferro Max Tond. Parete Esterna [cm]	30
Interferro Max Tond. Ripart. Elevazione [cm]	30
N.Minimo 1° Moncone Elevazione	0
N.Minimo 2° Moncone Elevazione	0
Lungh. Pieg. Estremo Monconi Elevazione [cm]	30
Angolo Pieg. Estremo Monconi Elevazione [grd]	45
Copriferro Tondino Long. Fondazione [cm]	3
Diametro Tondino Inferiore Fondazione [mm]	16
Diametro Tondino Superiore Fondazione [mm]	16
Diametro Tondino Ripartiz. Fondazione [mm]	8
Interferro Max Tond. Sup. Fondazione [cm]	30
Interferro Max Tond. Inf. Fondazione [cm]	30
Interferro Max Tond. Rip. Fondazione [cm]	30

**Schede Progettazione Armature Pali**

Codice	Scheda 1
Copriferro Tondini Longitudinali [cm]	3
Diametro 1° Tondino Longitudinale [mm]	14
Diametro 2° Tondino Longitudinale [mm]	16
Diametro Tondino Spirale [mm]	14
Interferro Min Tondino Longitudinali [cm]	5
Interferro Max Tondino Longitudinali [cm]	20

**Verifiche di Resistenza delle Sezioni**

Nelle tabelle seguenti, per ogni Muro del progetto, e nelle sezioni di verifica, rispettivamente, al piede della parete del muro, ad un terzo dell'altezza della parete e a due terzi della stessa e nella sezione di incastro della mensola esterna ed interna di fondazione, vengono riportati:

Sezione = Sezione di verifica considerata

$h_s$  = Altezza sezione di verifica

$M$  = Momento Flettente

$N$  = Sforzo Normale

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

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

$\varepsilon_c, \varepsilon_f$  = Deformazioni Max di Lavoro del Calcestruzzo e dell'Acciaio

$\lambda$  = Coefficiente minimo di sicurezza

$T$  = Sforzo Tagliante Max

$\tau_c$  = Tensione Tangenziale Max dovuta al Taglio

**Tabella verifiche delle sezioni Muro 1**

Scheda Progettazione Armature Muri: Scheda 1

Sezione	M [daN·m]	N [daN]	Af1 [cm²]	Af2 [cm²]	$\varepsilon_c$ [0]	$\varepsilon_f$ [0]	$\lambda$	T [daN]	$\tau$ [daN/cm²]
Mensola Esterna	251	0	6.03	6.03	0.04	0.44	22.81	903	0.35
Mensola Interna	-35	0	6.03	6.03	0.00	0.06	99.99	-182	0.07
Sezione Spiccato	282	1181	6.03	6.03	0.04	0.25	39.39	721	0.27
Sezione ad 1/3 H	73	693	6.03	6.03	0.00	0.00	99.99	299	0.11
Sezione ad 2/3 H	10	323	6.03	6.03	0.00	0.00	99.99	89	0.03



### Verifica al ribaltamento globale dello sbalzo del marciapiede

Con riferimento alla (fig.1):

$$\text{Peso soletta } [(0,15+0,20)/2] \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2500 = 438 \text{ Kg/ml} \quad (g1)$$

$$\text{Pavimentazione + malta} = [2600 \cdot 0,03 \cdot 1 \cdot 1] + 20 = 106 \text{ Kg/ml} \quad (g2)$$

$$\text{Sovraccarico accidentale } 400 \text{ Kg/ml} \quad [\text{tab. 3.1.II NTC-18}] \quad (q)$$

$$\text{Totale} \quad q^* = (g1 + g2 + q) = \dots\dots\dots 944 \text{ Kg/ml}$$

$$\begin{aligned} &\text{Momento dovuto al carico sulla} \\ &\text{Ringhiera} = Fr \cdot 1,30 = 100 \cdot 1,30 = 130 \text{ Kg*ml (m)} \end{aligned}$$

Peso trave di zavorra

$$1,20 \cdot 0,80 \cdot 1 \cdot 2500 = 2400 \text{ Kg/ml} \quad (pz)$$

Momenti rispetto al polo O punto esterno di rotazione intorno alla trave di zavorra (fig.1)

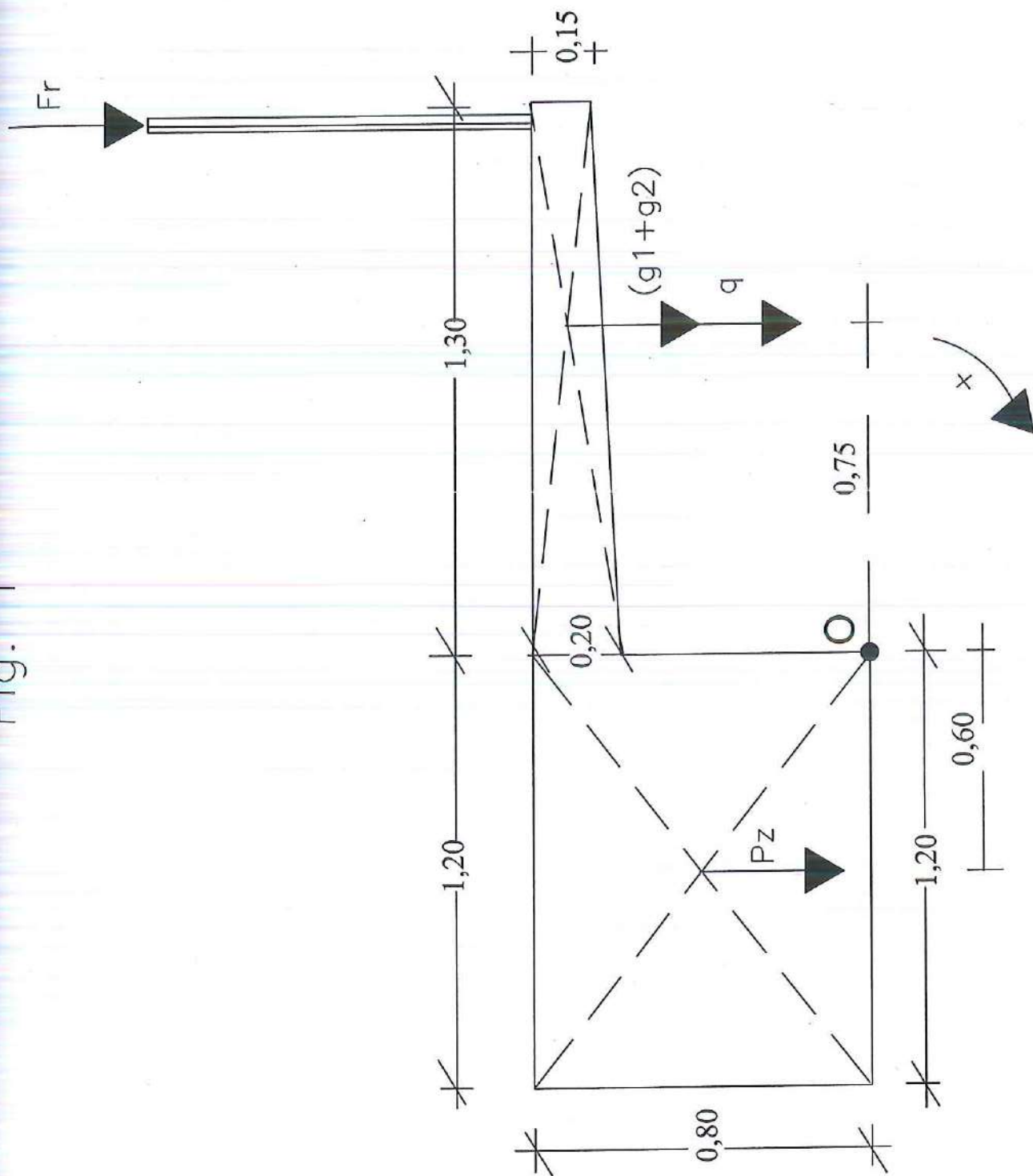
$$\text{Momento ribaltante (Mr)} = ((q^*) \cdot 1 \cdot (1/2)) + m = (944 \cdot 1,30 \cdot (0,75)) = 920 + 130 = 1050 \text{ Kg*m}$$

$$\text{Momento stabilizzante (Ms)} = pz \cdot b/2 = 2400 \cdot 0,60 = 1440 \text{ Kg*ml}$$

$$\mu = Ms/Mr = 1400/1050 = 1,30 \quad (\text{coeff. Di sicurezza al ribaltamento})$$



Fig. 1





**VERIFICA DI UNA SEZIONE IN c.a. A DOPPIA ARMATURA SOTTOPOSTA A FLESSIONE SEMPLICE**  
 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO E VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO  
 Sezione d'incastro sbalzo marciapiede

Combinazione dei carichi rara in esercizio (g+q)  
 Combinazione dei carichi (g+q) allo stato limite ultimo con i coefficienti  $\gamma$  e  $\psi$  pari a 1,35 e 1,50  
 $g = [\text{Peso Proprio} + \text{Permanente Portato } g_1 + g_2]$  544 Kg/ml Peso soletta + peso pavimento  
 $q = \text{carico accidentale}$  400 Kg/ml Tab. 3.1.II NTC-18

$f = 1.8$

$d_o = 10$

$Y = 4.464184$  distanza asse neutro

$J = 17361.01 \text{ cm}^4$

**VERIFICHE SLE per combinazione di carico g+q**

$\sigma_c = 24.274 \text{ K/cm}^2$   
 Tensione cls

$\sigma_a = 1022.4 \text{ Kg/cm}^2$   
 Tensione acciaio teso

$\sigma_a' = 364.4362 \text{ Kg/cm}^2$   
 Tensione acciaio compresso

$\delta = \text{cm}$  #VALORE!



# VERIFICHE

SLU per combinazione di carico (1,35\* g+1,50\*q)

894 Kg/ml  
400 Kg/ml

Peso proprio + peso permanente portato  
Carico accidentale tab. 3.1.II NTC-18  
18.069 Kg/cm

Combinazione di carico per stato limite ultimo

Formazione di cerniera plastica appoggio  $\xi$  0.002604

Carico in Kg/ml  
Luce in m

1806.9  
1.3

$\delta =$  cm 0.00271617 cm freccia max ammissibile L/200=

0.65 cm

Verifica soddisfatta

Calcolo del momento resistente della sezione

$M_{R=}$  413100 Kg\*ml

Momento sollecitante allo SLU 1526.8305 Kg\*ml

Tasso di lavoro della sezione allo SLU 0.369603 %

Caratteristiche cls C25/30 Resistenza cubica di rottura a compressione su  
provino cilindrico 300 Kg/cm<sup>2</sup>

4500

Caratteristica acciaio B450 C Tensione caratteristica di snervamento  $f_y=4500$  Kg/cm<sup>2</sup>  
Tensione caratteristica a rottura  $f_k=5400$  Kg/cm<sup>2</sup>

$\gamma_c=1,5$

$\gamma_s=1,15$



## Relazione geotecnica e sulle fondazioni

La seguente relazione illustra il sistema di fondazione da adottare per la costruzione di opere in c.a. consistenti in muri di sostegno, marciapiede e scale, per l'adeguamento della strada comunale alla c.da Focarete di Pescopagano. I muri di sostegno avranno tre altezze, delle mensole, ed in particolare uno di ml 2,50, uno di ml 2,00 e uno di ml 1,20, gli stessi saranno sconnessi fra loro e serviranno per regolarizzare parte del tracciato della strada di che trattasi. Le altre opere in c.a. che si realizzeranno saranno un marciapiede e delle scale che collegheranno alcune aree della zona servita dalla strada oggetto di intervento. Tutti i sistemi fondali che si adotteranno saranno del tipo superficiale e rappresentati da piastre in c.a.. Tutta la zona interessata dalla costruzione dei manufatti e' di idonee caratteristiche geologiche, le caratteristiche litologiche del sottosuolo, interessato, ricadono in quello appartenenti alla categoria B e categoria topografica T2, così come caratterizzate dalla relazione Geologica allegata al progetto. E' stato condotta la stima del carico limite del complesso fondazione-terreno, con le ipotesi di cinematisimo del terreno al di sotto delle fondazioni, proposto da Brinch-Hansen, sempre maggiore delle tensioni di scarico delle fondazioni sul terreno.

La profondità di scavo, a cui si attesteranno le fondazioni, dei manufatti di cui in progetto, sarà tale da superare la coltre di terreno vegetale ed attestarsi sul substrato più compatto, dal piano di campagna. L'area d'interesse sarà opportunamente sistemata, dopo la costruzione dei manufatti, al fine di evitare fenomeni di dilavamento da parte di acque superficiali di ruscellamento e/o fenomeni erosivi per le opere fondali. Prima di procedere alle operazioni di armatura della fondazione si preparerà il sito con un letto di materiale inerte dello spessore di circa cm 20 (vespaio), poi si realizzerà un piano di cls magro dello spessore di cm 10 al fine di livellare il piano di posa e proteggere le armature metalliche, nella fase di costruzione dell'opera di fondazione.

E' riportato nel fascicolo dei calcoli la verifica della fondazione.



# Relazione di Calcolo



## PREMESSA

La presente relazione illustra il progetto di verifica di muri in gabbioni, realizzati in conci calcareo, per la sistemazione della strada Comunale Focarete, che collega il centro abitato di Pescopagano alla SS 7. Le verifiche sono effettuate in ossequio alle NTC-18 e circolare 617/19. La relazione di Calcolo è suddivisa nei seguenti paragrafi:

### Metodo di Calcolo

#### Dati Input

#### Risultati di Calcolo

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

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

I dati di input degli elementi strutturali componenti il progetto in esame, vengono riportati in tabelle ed accompagnati da disegni esplicativi, per consentire una sufficiente leggibilità di tutte le opere di sostegno del progetto esecutivo.

Infine, nel capitolo dedicato ai Risultati di Calcolo, viene presentato l'esito del calcolo e delle verifiche effettuate per ciascun muro del presente progetto, - con riferimento alle verifiche di tipo geotecnico (verifiche di stabilità delle opere di sostegno e del complesso opera-terreno) . - - - - -

## Generalità

### Origine e Caratteristiche del Codice di Calcolo

La seguente Relazione riporta il dettaglio dei dati d'input e le relative elaborazioni numeriche, ottenuti con il programma **Walls**, versione 7.2, software specifico per la progettazione, analisi, verifiche e disegni di muri di sostegno in zona sismica, sviluppato e distribuito dalla società **S.I.S. Software Ingegneria Strutturale s.r.l.**

Le tipologie di muri di sostegno che possono essere realizzati dal programma sono:

#### Muri a gabbioni a conci di materiale calcareo

\*\*\*\*\*

L'input, l'output, le tecniche di risoluzione e la validazione del programma **Walls**, sono stati specificatamente progettati per prendere in considerazione le particolari caratteristiche proprie per queste tipologie di strutture.

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

Il servizio di assistenza software e tecnica, viene attuato sia mediante una linea telefonica appositamente dedicata, al num. **095 9578577**, sia mediante fax, al num. **095 7122188** e sia mediante indirizzo di posta elettronica **support@sis.ingegneria.it**.

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.



L'affidabilità del software è supportata, in fase di output, da una dettagliata ed esauriente rappresentazione dei risultati ottenuti dal calcolo, che ne consente un rapido controllo, in perfetta conformità con quanto disposto dalle ultime Norme e, precisamente, secondo quanto riportato nel Capitolo 10 "Redazione dei Progetti strutturali Esecutivi e delle Relazioni di Calcolo".

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

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 nella Relazione di Calcolo.

Per ulteriori informazioni, si rimanda al sito Internet ufficiale <http://www.sis.ingegneria.it>.

### Normative di Riferimento

Le normative cui viene fatto riferimento nelle fasi di analisi e di verifica della struttura in esame sono le seguenti:

- Legge n.1086 del 5/11/1971 e successivi Decreti Ministeriali del 14/02/1992 e 09/01/1996 recanti "Norme Tecniche per il calcolo, la esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- Eurocode 7: "Geotechnical design – Part 1: General Rules" - CEN (Comitato europeo di normazione) EN 1997-1:2003;
- D.M. 17/0118 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e Circolare n. 617/19

### Unità di Misura

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

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

## Metodo di Calcolo

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

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

La scelta del tipo di opera di sostegno deve essere effettuata in funzione dei requisiti di funzionalità, delle caratteristiche meccaniche del terreno, delle sue condizioni di stabilità, di quella dei materiali di riporto, dell'incidenza sulla sicurezza di dispositivi complementari, - drenaggi, - - 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) - - -

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.

Il termine **Muro a Gravità** indica un'opera in pietra o calcestruzzo, la cui stabilità dipende dal peso proprio. Le dimensioni dell'opera sono in genere dettate dalla necessità di non indurre sforzi di trazione in nessuna sezione. Si tratta di opere abbastanza economiche, utilizzate per altezze limitate a 3-4 m. Generalmente, tali muri sono di forma trapezoidale, con eventuale pendenza della parete interna, oltre che di quella esterna.



### 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.

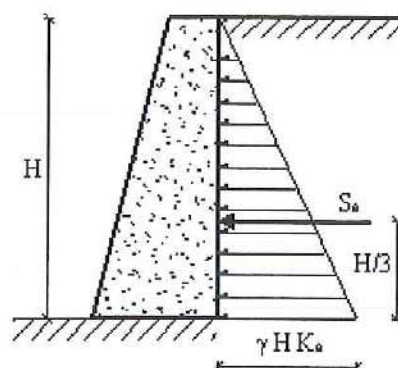
La spinta attiva, in condizioni statiche, dovuta al terrapieno è:

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

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  $1/3 \cdot H$ .



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

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

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

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

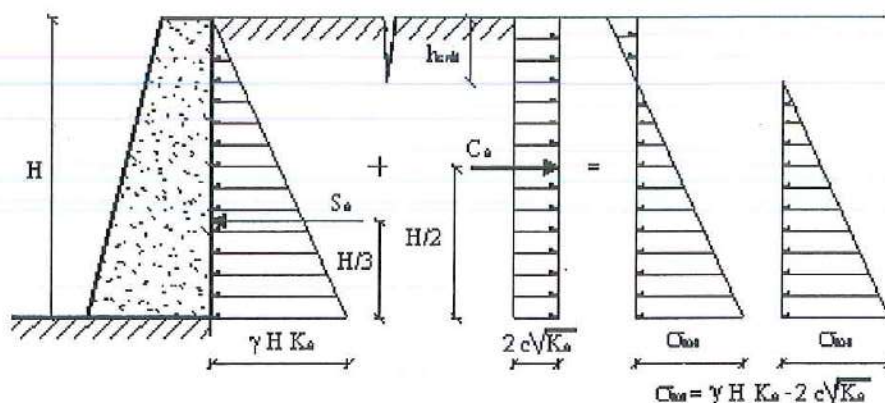
dove:

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

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

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

che, data la distribuzione di tipo costante, è applicata a  $1/2 H$ .



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

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

applicata, anch'essa ad  $1/2 H$ , per la sua distribuzione costante.

In presenza di falda è presente una spinta idrostatica:

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

dove:

$\gamma_w$  = Peso specifico dell'acqua  
 $H_w$  = Altezza falda dalla base della fondazione

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

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



### 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  $\gamma_F$ :  $F_d = F_k \gamma_F$ . 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  $\sigma$ - $\varepsilon$  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 (deformazioni o vibrazioni eccessive). Per la verifica viene effettuata un'analisi strutturale di tipo elastica-lineare.

Per il calcolo delle azioni e delle proprietà dei materiali si utilizzano sempre i valori caratteristici, pertanto i coefficienti parziali di sicurezza risultano unitari.

Si definiscono tre diverse combinazioni di carico (**Rara**, **Frequente** e **Quasi-Permanente**) corrispondenti a probabilità di superamento crescenti e valori del carico progressivamente decrescenti. Per il calcolo delle azioni e delle Proprietà dei materiali si utilizzano sempre i valori caratteristici.

Per il calcolo delle tensioni nelle sezioni di verifica degli elementi, considerato che lo stato tensionale è lontano dai valori di rottura, vengono utilizzati legami costitutivi  $\sigma$ - $\varepsilon$  dei materiali di tipo elastico lineare.

#### Verifica agli Stati Limite Ultimi per le Opere Geotecniche

Il criterio generale, che sta alla base della progettazione geotecnica agli Stati Limite Ultimi, 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, che, interagendo con la struttura, può assumere, allo stesso tempo, una funzione sia resistente che sollecitante.

Per tenere conto di questi differenti aspetti, le Norme Tecniche per le Costruzioni, in linea con gli Eurocodici, distinguono 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, 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.

Nelle verifiche nei confronti degli Stati Limite strutturali (STR) e geotecnici (GEO), si possono adottare due diversi Approcci progettuali, ciascuno caratterizzato dalla scelta di diversi gruppi di coefficienti da assegnare, tanto alle forze, quanto alle resistenti e ai parametri geotecnici. Tali approcci oltre ad essere distinti tra loro, sono anche alternativi, ovvero vanno scelti, in funzione della tipologia dell'opera e delle particolari prescrizioni normative e possono essere applicati alternativamente, facendo riferimento anche ad uno solo di essi.

In particolare, per il primo approccio progettuale, definito appunto "**Approccio 1**", sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti, definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) ed eventualmente per la resistenza globale del sistema (R).

La Combinazione 1 è generalmente la più gravosa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere geotecniche (STR), in quanto si incrementano i carichi (mediante i coefficienti riportati nella colonna A1) e si lasciano invariate le resistenze del terreno (applicando i coefficienti della colonna M1). La Combinazione 2, invece, è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento geotecnico dell'opera (GEO), visto che si riducono i valori caratteristici delle resistenze del terreno (mediante i coefficienti della colonna M2), lasciando pressoché invariate le azioni (mediante i coefficienti della colonna A2).

Nel secondo approccio progettuale, denominato "**Approccio 2**", è prevista, invece, un'unica Combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nei confronti delle verifiche strutturali, che di quelle geotecniche. In tal caso si impiegano, per le azioni e per le caratteristiche di resistenza del terreno, i coefficienti riportati rispettivamente nelle colonne A1 ed M1.

Qualunque sia l'approccio progettuale seguito, per le verifiche nei confronti degli Stati Limite di Equilibrio come corpo rigido (EQU), invece, è prevista un'unica combinazione di coefficienti, utilizzando, per le azioni, quelli riportati nella colonna EQU e per le resistenze, quelli nella colonna M2.



I valori dei coefficienti parziali di sicurezza, per ognuno dei suddetti Stati Limite (EQU, GEO, STR), con riferimento a ciascun Approccio progettuale e per ogni Combinazione, sia per le azioni, che per i parametri geotecnici del terreno, come previsti dal D.M. 17/01/18 Circolare e 61749 vengono di seguito riportati:

**Coeff. Parziali Parametri Resistenza Terreno**

Comb	tg $\phi'$	$c'$	cu	qu
M1	1.00	1.00	1.00	1.00
M2	1.25	1.25	1.40	1.60

**Coeff. Parziali Azioni**

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

Infine, per i parametri relativi ai coefficienti di sicurezza globale (R), specifici per ciascuna tipologia di opera e per ciascuna condizione 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

### Geometria

Per ogni sezione di muro del presente progetto vengono di seguito definite tutte le caratteristiche geometriche, sia in elevazione che in fondazione e quelle del terreno sia a valle che a monte.

Per una maggiore immediatezza nella individuazione della geometria, questa viene definita graficamente mediante il disegno della sezione del muro.

#### Dati Geometria Muro in gabbioni

##### Elevazione

Altezza Parete Muro [cm]	200
Spessore muro in testa [cm]	100
Pendenza Parete Esterna [%]	0
Pendenza Parete Interna [%]	0

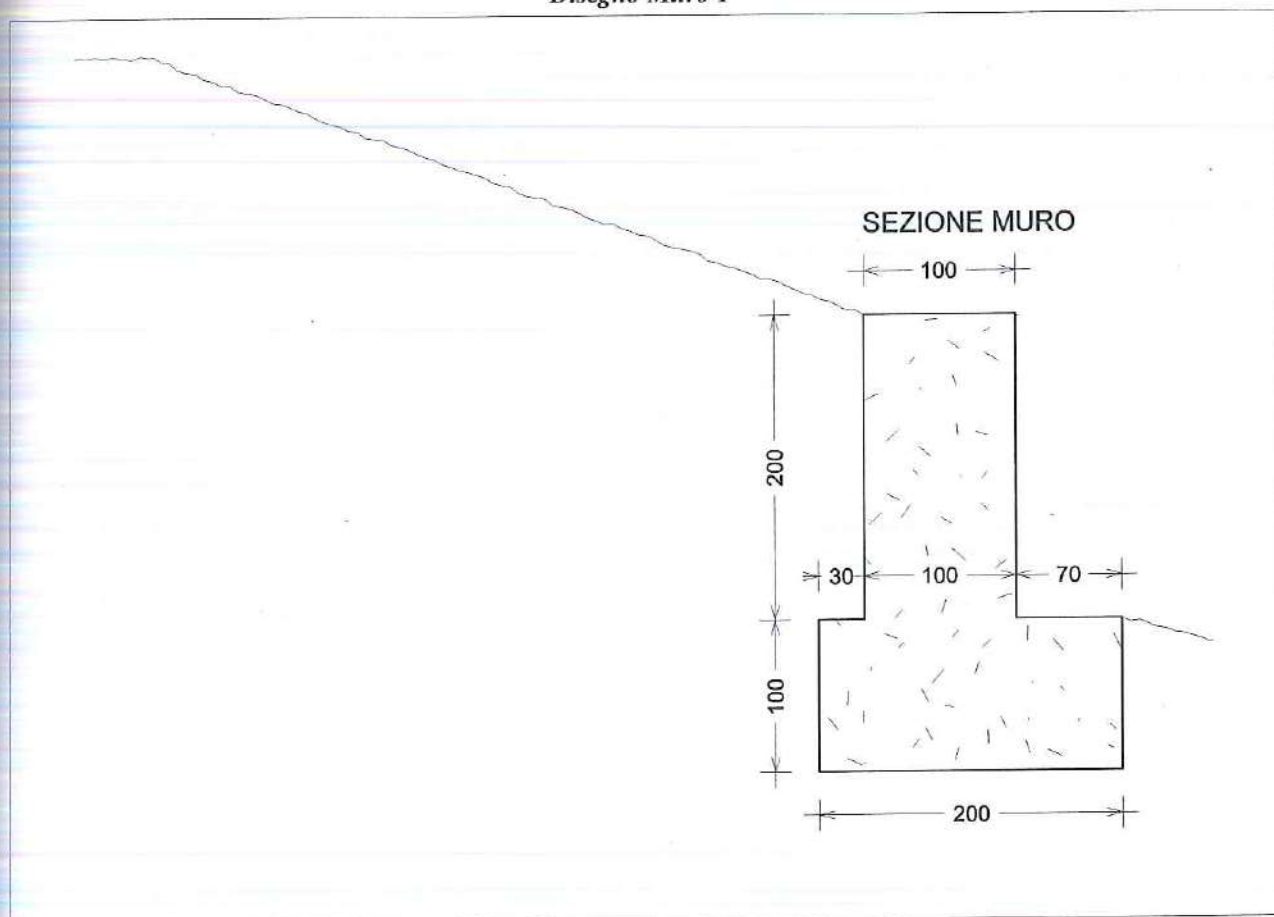
##### Fondazione

Larghezza Fondazione [cm]	200
Altezza Mensola Esterna Fondazione [cm]	100
Altezza Mensola Interna Fondazione [cm]	100
Larghezza Mensola Esterna Fondazione [cm]	70
Larghezza Mensola Interna Fondazione [cm]	30
Profondità Mensola Esterna Fondazione [cm]	100
-	0

##### Terreno

Angolo di Inclinazione Terreno a Monte [grd]	20
Lunghezza Tratto Inclinato a Monte [cm]	500
Angolo di Inclinazione Terreno a Valle [grd]	-15
Altezza Falda [cm]	0

#### Disegno Muro 1





## Azioni

Per ogni sezione di muro, vengono di seguito riportati i valori caratteristici delle azioni esterne agenti.

In generale, le azioni che cimentano i muri di sostegno possono essere assegnate sia come carichi concentrati, che come carichi distribuiti sul terrapieno di monte.

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

### Azioni Muro 1

#### Carichi

Sovraccarico Permanente Distribuito sul Terreno [daN/m]	700
Distanza Sovraccarico Permanente da testa Muro [cm]	500
Sovraccarico Variabile Distribuito sul Terreno [daN/m]	0
Distanza Sovraccarico Variabile da testa Muro [cm]	500
Forza Orizzontale Lungo la Parete [daN]	0
Quota Applicazione Forza Orizzontale [cm]	0
Forza Verticale in Testa [daN]	0
Momento Flettente in testa [daN m]	0



## Risultati di Calcolo

### Azioni e Resistenze di Calcolo

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

Di seguito si riportano i valori di calcolo dei parametri di resistenza del terreno, in elevazione e in fondazione e, per ogni muro del progetto, le azioni di calcolo da utilizzarsi per le per tutte le possibili combinazioni di carico agli stati diverse combinazioni di carico agli stati limite, precedentemente definite (STR, GEO ed EQU).

#### Parametri di Calcolo Terreno

##### Terreno in Elevazione

Combinazioni	STR	GEO	EQU
Peso Specifico [daN/m <sup>3</sup> ]	1900	1900	1900
Angolo Attrito Interno [grd]	26	21	21
Coesione [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00	0.00
Ang. Attrito Terra-Muro [grd]	30	24	24

##### Terreno in Fondazione

Combinazioni	STR	GEO	EQU
Adesione Terra-Fondazione [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00	0.00
Fattore Attrito Terra-Fond.	0.75	0.60	0.60
Peso Specifico [daN/m <sup>3</sup> ]	1900	1900	1900
Coesione [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.02	0.02	0.02
Angolo Attrito Interno [grd]	30	24	24

#### Azioni di Calcolo Muro 1

##### Carichi

Descrizione	Permanenti			Variabili		
	STR	GEO	EQU	STR	GEO	EQU
Sovraccarico Distribuito sul Terreno [daN/m]	910	700	770	0	0	0
Forza Orizzontale Lungo la Parete [daN]	0	0	0	0	0	0
Forza Verticale in Testa [daN]	0	0	0	0	0	0
Momento Flettente in testa [daN m]	0	0	0	0	0	0

## Spinte e Forze

Il calcolo delle Spinte, su ciascuna sezione di muro del presente progetto, viene effettuato secondo la Teoria di Coulomb, con l'estensione di Muller Breslau, nel caso di Azioni Statiche, e di Mononobe Okabe, nel caso di Azioni Sismiche, così come precedentemente descritto al capitolo di pertinenza.

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

### Parametri di Elaborazione

Percentuale Sismica Sovraccarico [%]	50
Percentuale Contributo Spinta Passiva [%]	10
Percentuale Spinta Statica Coesione [%]	0

Per ogni muro del presente progetto, si riportano, i Coefficienti di Spinta ed i valori delle Spinte e delle Forze agenti, per le varie combinazioni.

### Gabbione

#### Coefficienti di Spinta

Combinazioni	STR	GEO	EQU
Coefficiente di Spinta Attiva	0.53	0.74	0.74
Coefficiente di Spinta Passiva	45.01	14.91	14.91

#### Spinte Passive

Combinazioni	STR	GEO	EQU
Spinta Passiva Totale [daN]	42761	14164	12747
Spinta Passiva Mobilitata [daN]	4276	1416	1274

#### Spinte Attive e Forze sul Muro

Descrizione	Base Fond.			Base Muro		
	STR	GEO	EQU	STR	GEO	EQU
Spinta del Terreno [daN]	5893	6297	6927	2619	2798	3078
Controspinta da Coesione [daN]	0	0	0	0	0	0
Spinta Sovraccarico [daN]	1447	1546	1701	965	1031	1134
Spinta Idrostatica [daN]	0	0	0	0	0	0
Forza Peso del Muro [daN]	9600	9600	8640	4800	4800	4320
Peso Terreno su Muro [daN]	1381	1381	1243	0	0	0



## Verifiche di Stabilità

Note le forze che sollecitano l'opera di sostegno, per effettuare la verifica di stabilità del muro, bisogna controllare, per una serie di stati di equilibrio limite, che l'effetto delle azioni Resistenti (o Stabilizzanti) risulti maggiore dell'effetto delle azioni Sollecitanti (o Instabilizzanti), considerando i valori di calcolo di Azioni e Resistenze, precedentemente definite.

Con riferimento alle condizioni limite che si innescano a seguito di meccanismi di collasso, dovuti alla mobilitazione del terreno, per le opere di sostegno si distinguono Stati Limite Ultimi di tipo Geotecnico (GEO) e di Equilibrio (EQU). Sono classificabili come stati Limite Ultimi di tipo Geotecnico: lo scorrimento dell'opera sul piano di posa, il collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno e la stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno. Per quanto riguarda, invece, lo Stato Limite Ultimo di ribaltamento, non prevedendo la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione, viene trattato come uno Stato Limite di Equilibrio.

I coefficienti parziali di sicurezza da adottare sia per le azioni (A), che per i parametri di resistenza del terreno (M), sono quelli definiti al relativo paragrafo della parte introduttiva della presente Relazione di Calcolo, quelli invece da applicare alle resistenze globali (R), dipendono dal tipo di verifica e sono riportati nella seguente tabella:

**Coefficienti Parziali Resistenze**

Comb	Capacità Portante	Scorrimento	Stabilità Globale
R1	1.00	1.00	1.00
R2	1.00	1.00	1.10
R3	1.40	1.10	1.00

Le verifiche allo Scorrimento ed al Carico Limite dell'insieme fondazione-terreno devono essere fatte secondo uno dei due seguenti approcci progettuali. Se si sceglie di operare secondo l'Approccio 1, è necessario considerare due possibili combinazioni dei rispettivi coefficienti, sinteticamente indicati come: (A1+M1+R1) ed (A2+M2+R2). Se invece, si intende operare secondo l'Approccio 2, è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, sinteticamente indicati come: (A1+M1+R3).

Nel presente progetto si è scelto di seguire l'Approccio 1, in cui i coefficienti (A1) vengono "combinati" con quelli (M1) ed (R1) e sono rilevanti per stabilire la capacità strutturale delle opere interagenti col terreno (STR), mentre i coefficienti (A2) vengono "combinati" con quelli (M2) ed (R2) e sono rilevanti per il dimensionamento geotecnico (GEO). E' opportuno precisare che nelle suddette espressioni, il segno più sta per "combinato con".

Per la verifica di Ribaltamento dell'opera, si considera un'unica combinazione di coefficienti, adoperando per le azioni quelli del gruppo (EQU), mentre per i parametri di resistenza del terreno, necessari per il calcolo delle spinte, quelli del gruppo (M2).

Infine, per quanto riguarda la verifica alla Stabilità Globale del complesso opera di sostegno-terreno, deve essere effettuata con riferimento all'Approccio 1, ma considerando una sola combinazione, e precisamente, la seconda, con i rispettivi coefficienti: (A2+M2+R2).

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, Capacità Portante, Stabilità Globale) deve essere verificata la condizione:

$$R_d > S_d$$

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

### Verifica al Ribaltamento

Questa verifica impone la sicurezza nei confronti del ribaltamento dell'opera di sostegno attorno al punto più esterno della fondazione, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.

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.

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

$$R_d = \sum F_v \cdot b$$

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

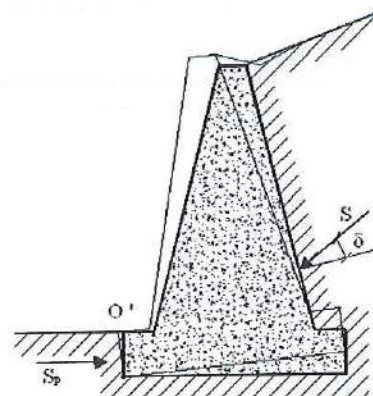
dove:

$F_v$  = 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  $S_y$





Nelle tabelle che seguono vengono riportate, per ogni sezione di muro del presente progetto, i momenti dovuti alle azioni stabilizzanti e ribaltanti ed i relativi coefficienti di sicurezza, per verificare la stabilità per la condizione limite di ribaltamento.

#### Coefficienti Sicurezza Ribaltamento Muro 1

Descrizione	Base Fond.	Base Muro
	EQU	EQU
Momento Stabilizzante [daN·m]	11803	2160
Momento Ribaltante [daN·m]	1899	1126
Coefficiente Sicurezza Ribaltamento	6.21	1.92

#### Verifica allo Scorrimento

Tale verifica impone la sicurezza nei confronti dello scorrimento dell'opera di sostegno nella superficie di contatto tra la fondazione ed il terreno. 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.

Nel caso in cui è presente un dente di fondazione, la superficie di scorrimento viene scomposta in due tratti: un tratto inclinato congiungente il punto più esterno della fondazione con il punto più interno della base del dente. Le azioni risultanti vengono scomposte proporzionalmente all'ampiezza di tali tratti.

La resistenza allo scorrimento  $R_d$  è data dalla relazione:

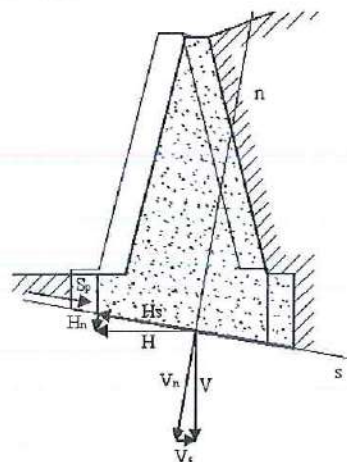
$$R_d = (1/\gamma_R) \cdot [(N_y + T_y) \cdot \theta + N_x + \alpha S_p + \beta c]$$

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



Nelle tabelle che seguono vengono riportate, per ogni sezione di muro del presente progetto, i valori delle azioni stabilizzanti e ribaltanti ed i relativi coefficienti di sicurezza, per verificare la stabilità per la condizione limite di scorrimento.

#### Coefficienti Sicurezza Scorrimento Muro 1

Descrizione Combinazioni	Base Fond.		Base Muro	
	STR	GEO	STR	GEO
Risultante Forze Orizzontali [daN]	2081	5705	3104	3477
Risultante Forze Verticali [daN]	14651	14270	6592	6406
Coefficiente Sicurezza Scorrimento	7.33	1.75	2.86	1.44



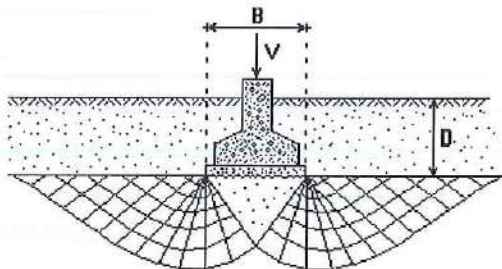
### Verifica alla Capacità Portante

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

La capacità portante è valutata, nel caso di terreno coesivi, secondo l'espressione di Brinch-Hansen:

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

dove 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 fattori di capacità portante e vengono calcolati in funzione dell'angolo d'attrito  $\varphi$ :

$$N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \cdot \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$$

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

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi$$

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.

$$i_q = i_c = [1 - 0.5 \cdot H / (V + B \cdot L \cdot c \cdot \cotan \varphi)]^5 \quad i_\gamma = [1 - 0.7 \cdot H / (V + B \cdot L \cdot c \cdot \cotan \varphi)]^5$$

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

$$b_q = \exp(-2 \cdot \alpha \tan \varphi) \quad b_c = 1 - \alpha^\circ / 147^\circ \quad b_\gamma = \exp(-2.7 \cdot \alpha \tan \varphi)$$

$$g_q = \sqrt{(1 - 0.5 \cdot \tan \beta)^5} \quad g_c = 1 - \beta^\circ / 147^\circ \quad g_\gamma = \sqrt{(1 - 0.5 \cdot \tan \beta)^5}$$

$B' = B - 2e$  = Larghezza equivalente fondazione

$B, D, \alpha^\circ$  = Larghezza, profondità ed inclinazione fondazione

$e$  = eccentricità dei carichi rispetto al baricentro della 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  $D \leq B$

Per terreno puramente coesivo senza attrito, l'espressione diventa la seguente:

$$\sigma_{lim} = 5.14 c_u \cdot i_c^0 \cdot d_c^0 \cdot b_c^0 \cdot g_c^0 + \gamma \cdot D$$

dove:

$$i_c^0 = 1 - 2 \cdot H / (5.14 \cdot B \cdot L \cdot c_u) \quad b_c^0 = \alpha^\circ / 147^\circ \quad g_c^0 = \beta^\circ / 147^\circ \quad d_c^0 = 0.4 \cdot k$$

La Resistenza alla Capacità Portante e l'Azione Sollecitante sulla fondazione sono rispettivamente:

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

dove con  $F_v$  si esprimono i pesi propri e le forze verticali applicate.



### Calcolo dei cedimenti elastici

Per la valutazione dei cedimenti che il terreno potrebbe subire a causa dell'aumento di carico, si fa riferimento al Metodo Edometrico, considerando strati di spessore pari ad 1 metro e fino alla profondità in cui l'incremento di carico dovuto alla struttura è minore del 20% del carico lisostatico preesistente.

Per il calcolo del cedimento si adotta la seguente espressione:

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

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

Nelle Tabelle che seguono vengono riportati, per ogni muro del presente progetto, i coefficienti di capacità portante e i fattori sopra descritti, relativi al calcolo del Carico Limite e il corrispondente Coefficiente di Sicurezza.

Inoltre, sempre per ogni muro si riportano i Cedimenti Elastici della fondazione.

Infine, per completezza di trattazione, si riporta sempre in questa sezione della presente relazione, il calcolo dello stato tensionale del terreno al di sotto della fondazione e la posizione dell'azione verticale in fondazione, rispetto all'estremo di nocciolo.

### Muro 1

#### Carico Limite

Combinazioni	STR	GEO
Base di Fondazione Ridotta [m]	1.88	1.60
Coefficiente Capacità Portante $N_q$	18.40	10.43
Coefficiente Capacità Portante $N_c$	30.14	20.42
Coefficiente Capacità Portante $N_\gamma$	22.40	10.56
Coefficiente Inclinazione Carico $i_q$	0.43	0.27
Coefficiente Inclinazione Carico $i_c$	0.40	0.19
Coefficiente Inclinazione Carico $i_\gamma$	0.29	0.14
Coefficiente Inclinazione Fondazione $b_q$	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Fondazione $b_c$	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Fondazione $b_\gamma$	1.00	1.00
Coefficiente Inclinazione Terreno Valle $g_q$	1.06	1.06
Coefficiente Inclinazione Terreno Valle $g_c$	1.06	1.06
Coefficiente Inclinazione Terreno Valle $g_\gamma$	1.06	1.06
Coefficiente di Affondamento $d_q$	1.15	1.20
Coefficiente di Affondamento $d_c$	1.21	1.25
Coefficiente di Affondamento $d_\gamma$	1.00	1.00
Carico Limite [daN]	63401	15955
Carico di Esercizio [daN]	17946	14270
Coefficiente di Sicurezza Carico Limite	3.53	1.12
Cedimento Elastico Fondazione [cm]	0.27	0.26

#### Eccentricità e Tensioni

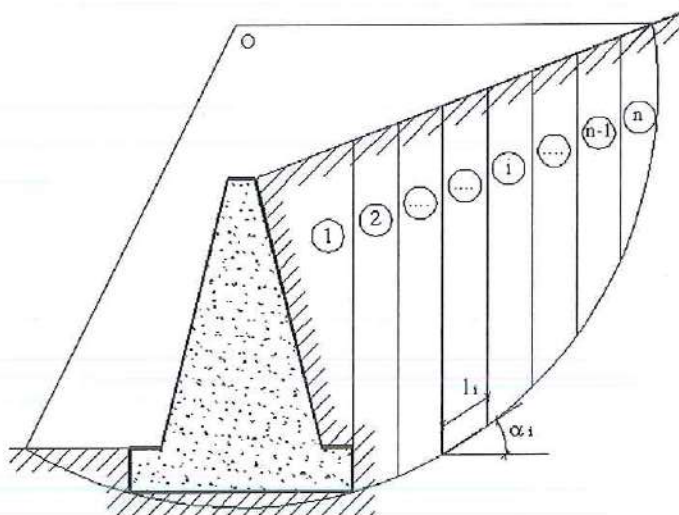
Descrizione	Base Fond.		Base Muro	
	STR	GEO	STR	GEO
Eccentricità della $F_v$ [m]	0.06	0.20	0.22	0.29
Estremo di nocciolo (1/6 Bf) [m]	0.33	0.33	0.17	0.17
Tensione Massima $\sigma_t$ Max [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.86	1.15	1.57	1.99
Tensione Minima $\sigma_t$ Min [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.60	0.28	0.00	0.00



### Verifica stabilità globale

Si prevede, inoltre, la verifica alla stabilità globale dell'opera. Con tale verifica, si determina il grado di sicurezza sia del manufatto, sia del terreno, nei confronti di possibili scorrimenti lungo superfici di rottura passanti 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, quindi, 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 baricentro, i momenti instabilizzanti, generati dalle forze peso, ed i momenti resistenti, generati dalle reazioni del terreno.



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

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

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

dove:

- $\gamma_R$  = Coefficiente parziale sulle resistenze per la verifica alla stabilità globale
- $c$  = Coesione del terreno
- $\delta_i$  = Larghezza del concio elementare
- $W_i$  = Peso del concio elementare
- $\alpha_i$  = Inclinazione della base del concio
- $u_i$  = Pressione idrostatica sul concio
- $\phi$  = Angolo di attrito interno del terreno

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



# Gabbione

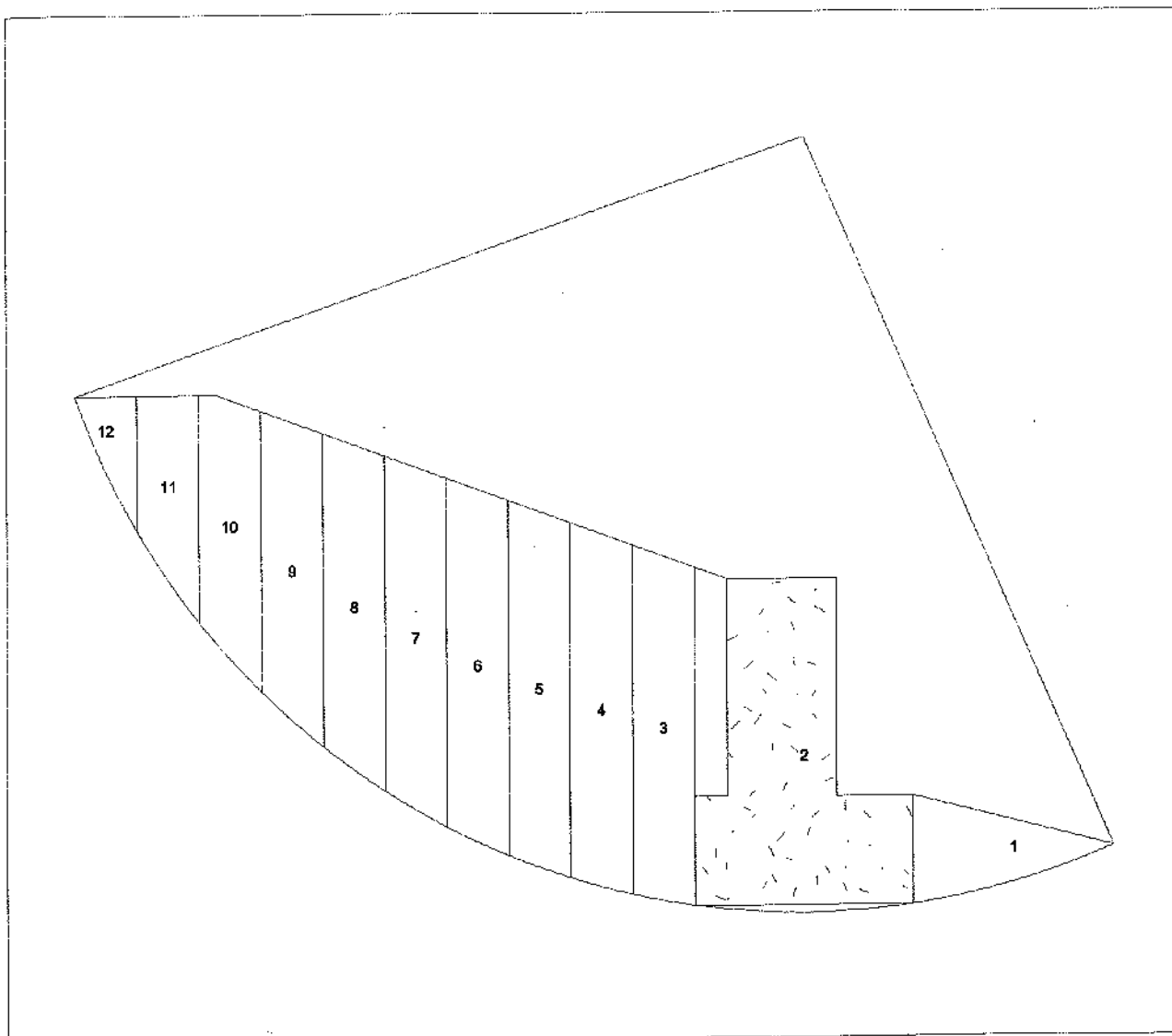
## Dati Generali Pendio

Numero dei conci	12
Larghezza dei conci [m]	0.59
Raggio cerchio critico [m]	7.07
Lunghezza arco cerchio critico [m]	9.53

Descrizione	GEO
Resistenza al taglio disponibile [daN]	18663
Resistenza al taglio mobilitata [daN]	17180
Coeff. sicurezza Equilibrio Globale	1.09

## Tabella Valori

Concio N.	H [m]	ai [m]	cal [daN/m]	Wi [daN]	$\alpha$ [grd]	Ni [daN]	hw [m]	Ui [daN]	Ti [daN]	Si [daN]
1	0.50	1.89	302	1523	-31.95	1292	0.00	0	597	-806
2	3.00	2.00	320	14270	0.00	14270	0.00	0	6591	0
3	4.74	0.60	95	4167	10.55	4097	0.00	0	1598	763
4	4.42	0.61	97	4255	15.46	4101	0.00	0	1600	1134
5	4.06	0.63	100	4281	20.48	4011	0.00	0	1565	1498
6	3.67	0.65	104	4240	25.68	3822	0.00	0	1491	1837
7	3.25	0.69	110	4124	31.11	3531	0.00	0	1377	2130
8	2.79	0.74	117	3919	36.88	3135	0.00	0	1223	2351
9	2.30	0.81	129	3605	43.11	2631	0.00	0	1026	2464
10	1.78	0.92	146	3147	50.07	2020	0.00	0	788	2413
11	1.22	1.12	179	2473	58.24	1301	0.00	0	508	2103
12	0.63	1.65	263	1381	69.01	494	0.00	0	193	1289





## Relazione Qualità e dos. materiali

Costruzione di opere in c.a. (muri di sostegno, scale e marciapiede) alla c.da Focarete del Comune di Pescopagano

### Materiali Impiegati

Per l'esecuzione delle opere di sostegno in conglomerato di cemento armato, del progetto in questione, è previsto l'impiego dei seguenti materiali:

**Calcestruzzo Classe C25/30**

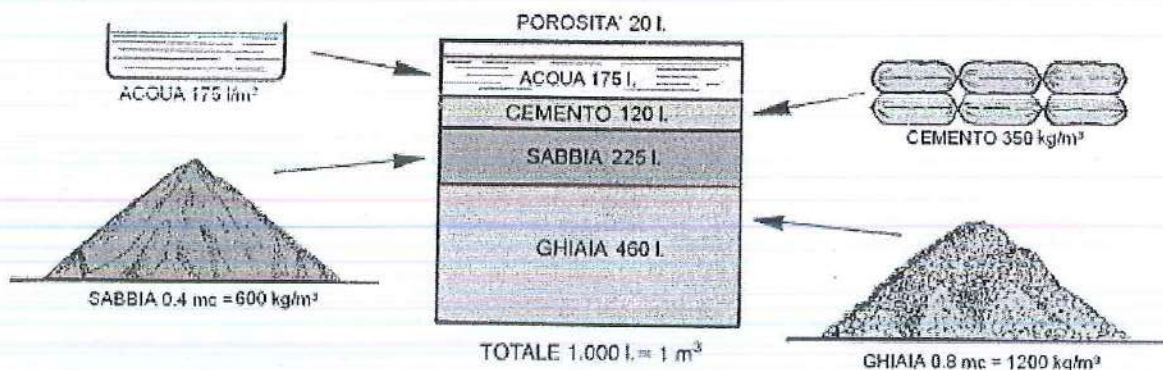
**Acciaio Tipo B450 C**

Al fine di controllare la qualità del calcestruzzo e del ferro si prescrive il prelievo di opportuni campioni da sottoporre a prove di resistenza presso i laboratori ufficiali.

### 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.

Infine, per garantire la durabilità delle opere e prevenirne il degrado dovuto all'aggressività dell'ambiente esterno, che può indurre danni a carico delle armature metalliche e della matrice cementizia, si definisce, per il calcestruzzo delle opere in oggetto, la classe di esposizione XC1.

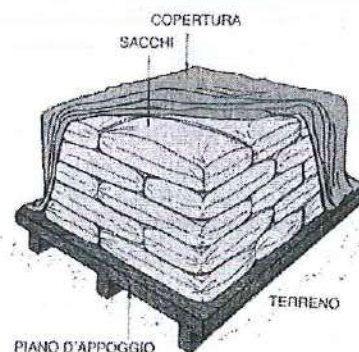
### Cemento

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. Deve essere impiegato cemento rispondente al R.D. 16/11/1939 n.2229.

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 piano di appoggio e 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 polverulenti; non dovrà contenere fibre organiche, oltre a quanto stabilito dall'art.6 del citato R.D. 16/11/1939 n.2229, la corrispondenza granulometrica della sabbia potrà essere anche quella eventualmente migliore che risulti da diretta esperienza sui materiali impiegati.

### **Ghiaia e Pietrisco**

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.

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. Oltre a rispondere ai requisiti richiesti dall'art.7 del R.D. 16/11/1939 n.2229, la composizione dell'aggregato ghiaia-sabbia dovrà essere quella eventualmente migliore che risulta da esperienza diretta sui materiali impiegati. Ad ogni modo la dimensione massima della ghiaia sarà commisurata per l'assettamento del getto, ai vuoti tra le armature e tra i casseri tenendo presente che il diametro massimo dell'inerte non deve superare 0,6-0,7 volte la distanza minima tra due ferri contigui e dovrà essere inferiore ad 1/4 della dimensione minima della struttura.

Il pietrisco e la graniglia dovranno provenire dalla spezzatura di rocce silicee, basaltiche, porferee, 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.

Per tali aggregati, le prove di controllo di produzione in fabbrica, di cui agli allegati di pertinenza delle norme UNI EN 12620, devono essere effettuate ogni 100 tonnellate di aggregato prodotto e, comunque, negli impianti di riciclo, per ogni giorno di produzione.

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. Sempre con riferimento a queste norme, è possibile individuare le quantità percentuali minime di impiego per tali tipologie di aggregati.

### **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.

Fermo restando quanto disposto dall'art.2 del predetto R.D. 16/11/1939 n.2229, è ritenuto 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.

La consistenza del conglomerato - nel caso i componenti non superino i 30 mm ed il rapporto acqua-cemento sia superiore a 0,5 - sarà determinata, in cantiere, dal cono di Abrams.

Per la tipologia di opere da realizzarsi, si è scelto di utilizzare un calcestruzzo appartenente alla Classe di Consistenza S4.

### **Aggiunte e Additivi**

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.

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.

Tutti gli additivi devono essere conformi alla norma europea UNI EN 13263-1.



### Classe di Consistenza del Calcestruzzo

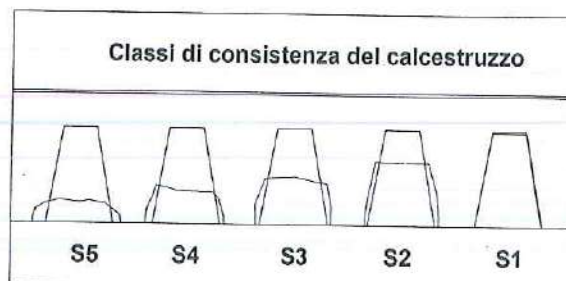
La consistenza del calcestruzzo rappresenta il grado di compattezza dell'impasto fresco: minore è il grado di consistenza e maggiore sarà la sua lavorabilità.

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.

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 (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 accompagna la classe.

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, ciminiere)
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

Considerare, quindi, 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.

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).

Ad esempio, nella realizzazione di elementi verticali, come muri contro terra, plinti in fondazioni, vani ascensore e pilastri, si preferirà utilizzare un calcestruzzo di classe S4, abbastanza fluido da essere posto in opera per mezzo di un'autopompa. Per gli elementi orizzontali, invece, come i solai direttamente gettati in opera o le travi, a causa della difficoltà della loro messa in opera, sarà necessario l'impiego di un calcestruzzo con classe di consistenza maggiore, come la S5. Infine, quando si tratterà di realizzare strutture inclinate come le rampe di una scala o le falde di un tetto, per le quali l'eccessiva fluidità del materiale può risultare scomoda, si passa alla scelta della classe S3.

Possiamo quindi concludere che maggiore è la densità dei ferri all'interno di un manufatto, maggiore deve essere la fluidità dell'impasto, di modo che quest'ultimo possa insinuarsi completamente all'interno di ogni intercapedine. Ad ogni modo una maggiore fluidità, indipendentemente dalla tipologia dell'opera, garantisce una esecuzione più rapida ed affidabile.



### Classe di Esposizione del Calcestruzzo

Per resistere alle azioni ambientali, il calcestruzzo deve possedere dei requisiti che tengano conto della vita di esercizio prevista per l'opera da realizzare. Pertanto, in funzione della sua esposizione all'ambiente esterno, è possibile individuare le corrispondenti classi di esposizione.

Per ciascuna di queste classi è richiesto il rispetto di alcuni vincoli, espressi sotto forma di rapporto acqua cemento (a/c), dosaggio di cemento e spessore minimo del copriferro. Questo significa che, all'aumentare dell'intensità dell'attacco dell'ambiente esterno, deve aumentare il quantitativo di cemento nell'impasto, riducendo, quindi, il rapporto acqua-cemento e deve aumentare lo spessore del copriferro.

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, 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

### Acciaio

L'Acciaio per la produzione di 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.

La documentazione di qualifica 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.

Inoltre, sono obbligatori i controlli di accettazione in cantiere, da eseguirsi sui lotti di spedizione e da effettuarsi entro trenta giorni dalla consegna del materiale, con riferimento ai criteri di scelta dei campioni prescritti dalle Norme. I valori limite di resistenza e allungamento dei campioni, per l'accettazione, sono quelli prescritti dalle attuali Norme Tecniche per le Costruzioni.

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.

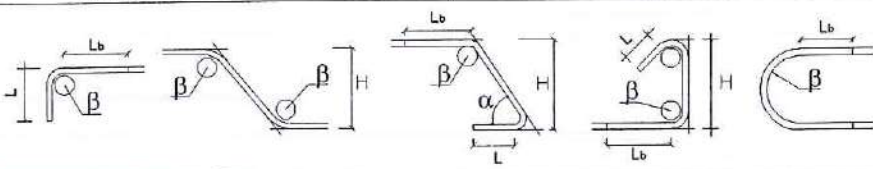
Le barre sono caratterizzate dal diametro della barra tonda liscia equipesante, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a  $7,85 \text{ kg/dm}^3$ .

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  $L_p$  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 $L \geq 5 \varnothing$

Le operazioni di lavorazione delle armature, prima della messa in opera, possono essere effettuate direttamente in cantiere, o altrimenti effettuata da impresa specializzata, che, in base alle specifiche di progetto, sia in grado di fornire tutti gli elementi pronti per il montaggio, mediante lavorazione automatizzata.



## 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:

### Giunti Verticali dei muri

Nei muri in calcestruzzo, è buona norma prevedere dei giunti verticali di contrazione ogni 10 - 15 m. Questi vengono realizzati ponendo delle sottili strisce verticali nella cassaforma esterna della mensola, di modo che, a maturazione avvenuta, si forma nel calcestruzzo una scanalatura verticale, che crea un piano di debolezza, nel quale si concentrano le fessure dovute agli sforzi di trazione che si originano quando il calcestruzzo fa presa, dovute al ritiro o alle contrazioni prodotte da variazioni termiche, senza alterare per questo l'aspetto del muro.

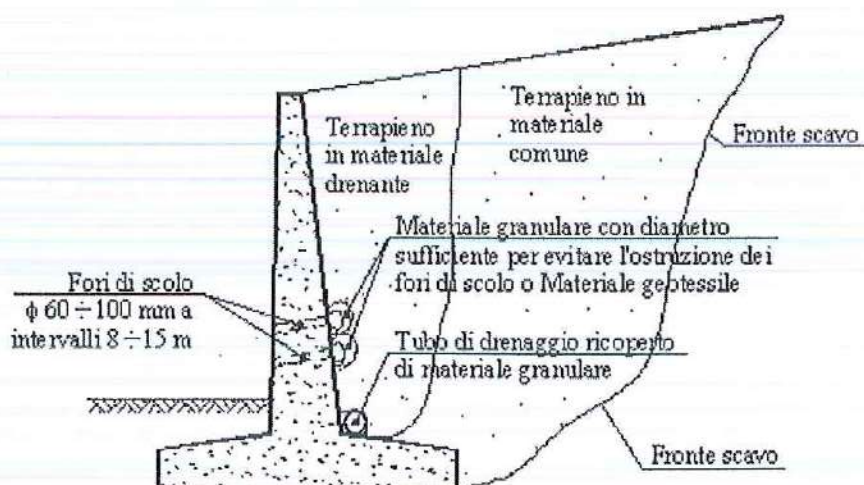
Dopo la rimozione delle casseformi, tutte le discontinuità più appariscenti vengono eliminate mediante opportune operazioni di finitura.

### 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 dell'acqua e di eventuali 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**





## Piano di Manutenzione

### Generalità

**Costruzione di opere in c.a. (muri di sostegno, scale e marciapiede) alla c.da Focarete del Comune di Pescopagano.**

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 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, di quella dei materiali di riporto, dell'incidenza sulla sicurezza di dispositivi complementari, quali rinforzi, drenaggi, 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.

Nei muri di sostegno, 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, da interporre tra il terreno in sede e quello di riempimento, con funzione di separazione e filtrazione.

L'intervento in esame prevede la costruzione in opera di 1 Muro di Sostegno, ubicato nel comune di c.da Focarete, Pescopagano. Riguardo alla tipologia dell'opera, si è scelto di realizzare un tipo di Muro a Mensola.

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

#### Modalità di uso corretto

Non è consentito apportare modifiche o comunque compromettere l'integrità delle strutture per nessuna ragione. Occorre controllare periodicamente il grado di usura delle parti a vista, al fine di riscontrare eventuali anomalie, come presenza di lesioni, rigonfiamenti, avallamenti, fessurazioni, disgregazioni, distacchi, riduzione del copriferro e relativa esposizione a processi di corrosione dei ferri d'armatura. In caso di accertata anomalia occorre consultare al più presto un tecnico abilitato.



## Manuale di Manutenzione

### Risorse necessarie per l'intervento manutentivo

Per eseguire le manutenzioni, contemplate nel presente piano di manutenzione dell'opera, occorre affidarsi ad idonea impresa edile.

### Livello minimo delle prestazioni

Le strutture in c.a. devono garantire la durabilità nel tempo in funzione della classe di esposizione prevista in fase di progetto, in modo da garantire la giusta resistenza alle diverse sollecitazioni di esercizio previste in fase di progettazione. Esse devono garantire stabilità, resistenza e durabilità nel tempo. Gli elementi strutturali non dovranno presentare fessurazioni o altre alterazioni superficiali. Per i livelli minimi prestazionali si rimanda alle norme vigenti in materia al momento della progettazione.

### Anomalie riscontrabili

**Cedimenti:** dissesti dovuti a cedimenti di natura e causa diverse, talvolta con manifestazioni dell'abbassamento del piano di imposta della fondazione.

**Fessurazioni:** degradazione che si manifesta con la formazione di soluzioni di continuità del materiale, ovvero, presenza di rotture singole, ramificate, ortogonale o parallele all'armatura, che possono interessare l'intero spessore dell'elemento strutturale (parete di elevazione, mensola di fondazione, pali, tiranti, etc.), ed implicare lo spostamento reciproco delle parti.

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

**Non perpendicolarità dell'opera:** dovuta a dissesti o eventi di natura diversa.

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

**Disgregazione:** decoesione caratterizzata da distacco di granuli o cristalli sotto minime sollecitazioni meccaniche.

**Deposito superficiale:** accumulo di pulviscolo atmosferico o di altri materiali estranei, di spessore variabile, poco coerente e poco aderente alla superficie del rivestimento.

**Erosione superficiale:** asportazione di materiale dalla superficie, dovuta a processi di natura diversa. Quando siano note le cause del degrado, possono essere utilizzati anche termini come: erosione per abrasione o per corrosione (cause meccaniche), erosione per corrosione (cause chimiche e biologiche), erosione per usura (cause antropiche).

**Esposizione dei ferri di armatura:** distacchi di parte di calcestruzzo superficiale (copriferro) ed esposizione dei relativi ferri di armatura a fenomeni di corrosione, per l'azione degli agenti atmosferici.

**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.

### 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 la 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

In seguito alla comparsa di segni di cedimenti strutturali (lesioni, fessurazioni, rotture), occorrerà consultare tecnici qualificati, per 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.



## **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.

#### **Stabilità**

Le opere di sostegno dei terreni, 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 di sostegno-terreno.

Le strutture di fondazione 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 garantirne 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.

#### **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.**

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

La verifica dello stato del calcestruzzo, va effettuato controllando il degrado e/o eventuali processi di carbonatazione. **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.**

#### **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.**

### **Sottoprogramma degli Interventi di Manutenzione**

#### **Interventi sull'opera**

Gli interventi riparativi dovranno effettuarsi a secondo 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 del controllo: 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 del controllo: all'occorrenza.**

#### **Il Tecnico**



## **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.

#### **Stabilità**

Le opere di sostegno dei terreni, 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 di sostegno-terreno.

Le strutture di fondazione 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 garantirne 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.

#### **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.**

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

La verifica dello stato del calcestruzzo, va effettuato controllando il degrado e/o eventuali processi di carbonatazione. **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.**

#### **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.**

### **Sottoprogramma degli Interventi di Manutenzione**

#### **Interventi sull'opera**

Gli interventi riparativi dovranno effettuarsi a secondo 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 del controllo: all'occorrenza.**

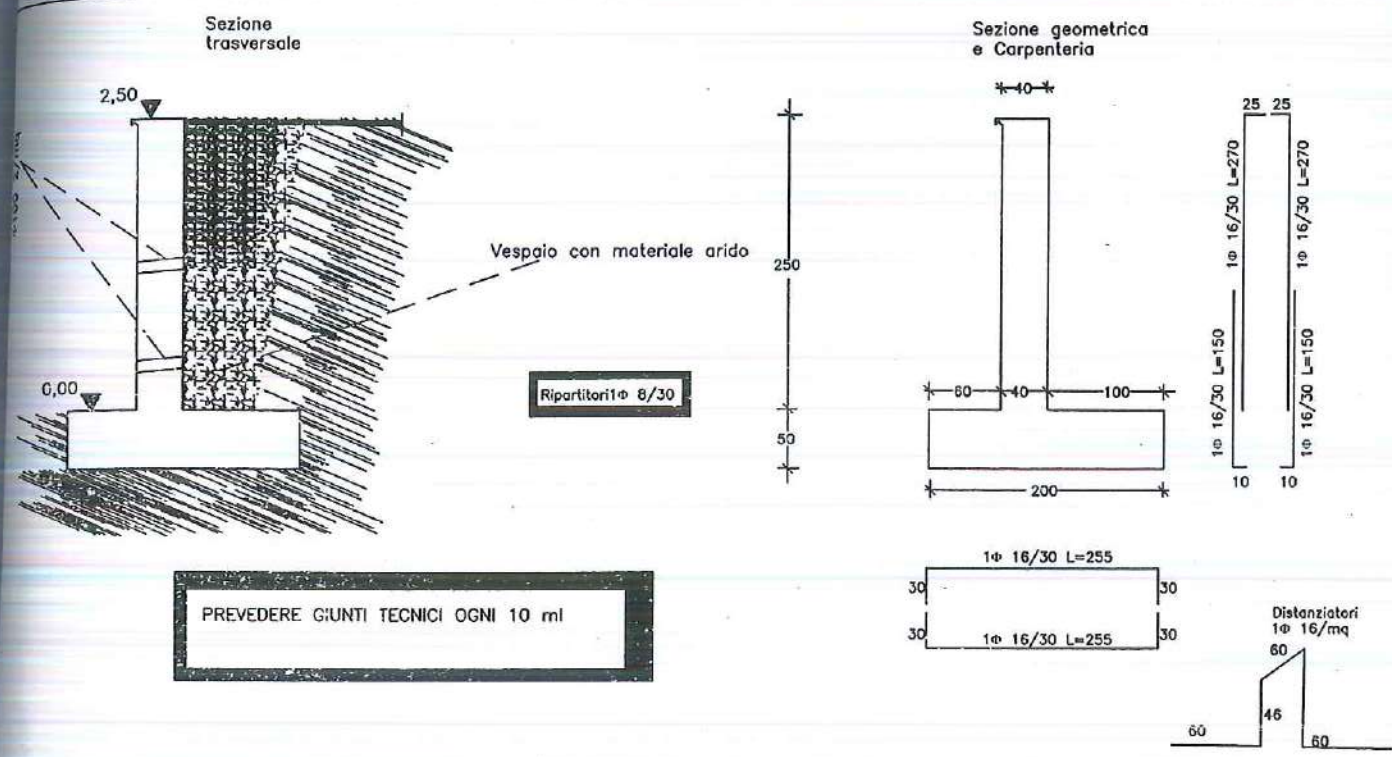
#### **Consolidamento dell'opera**

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 del controllo: all'occorrenza.**

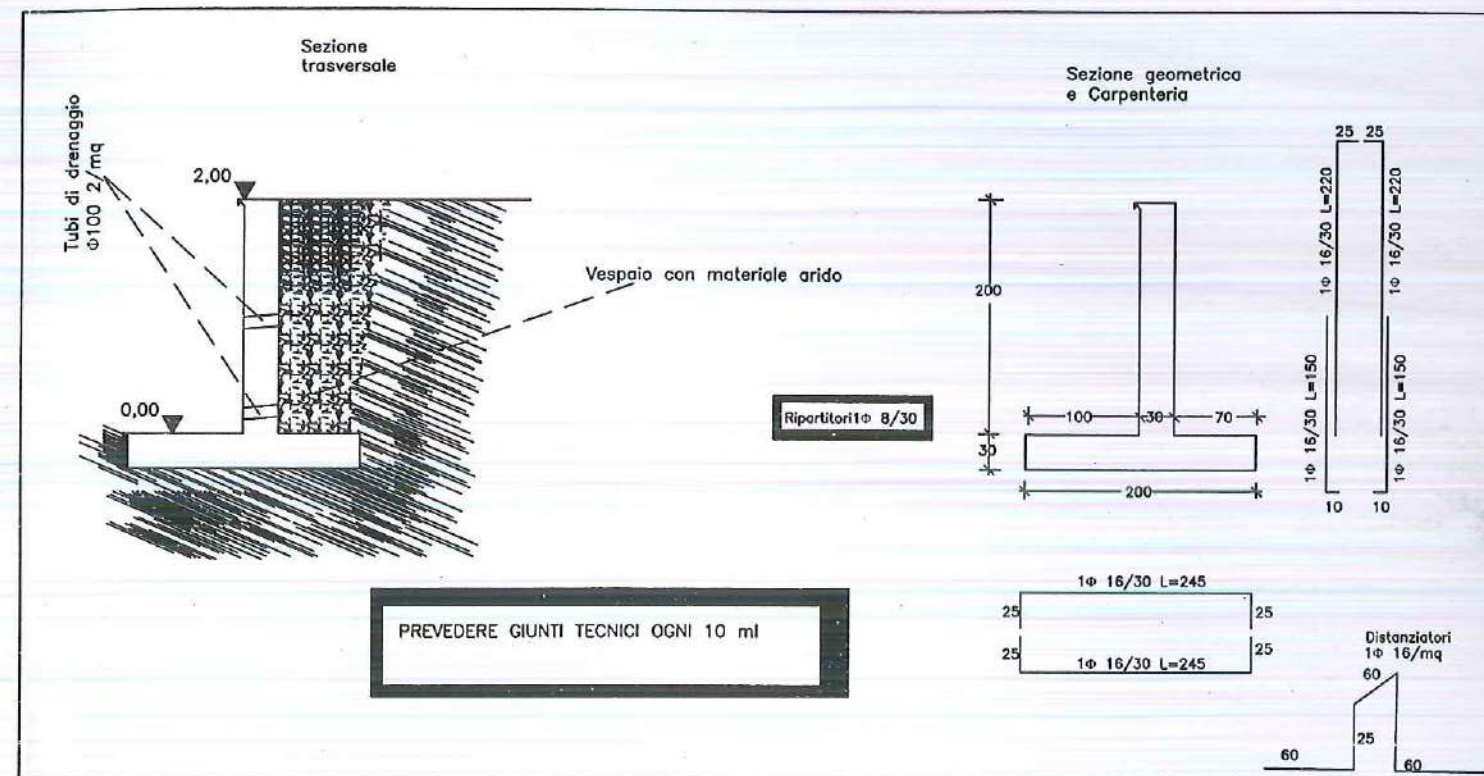
#### **Il Tecnico**



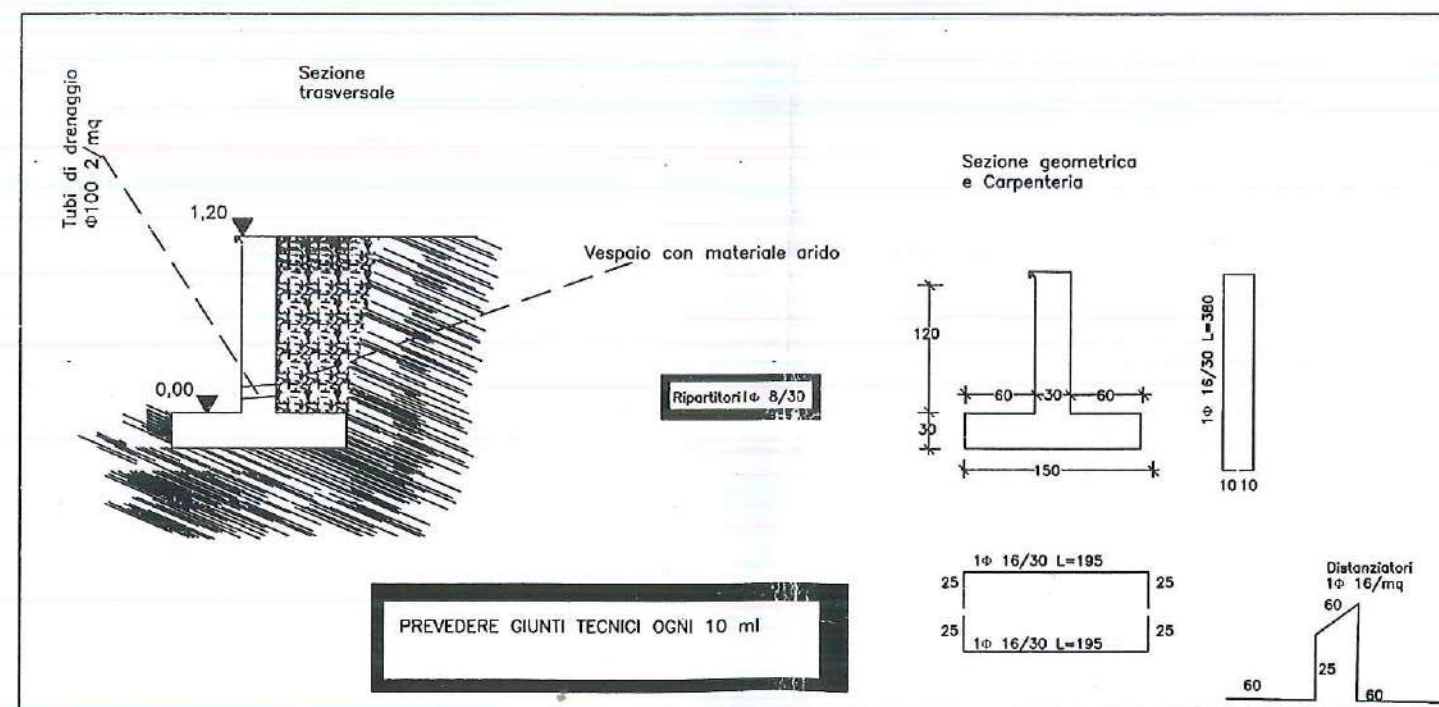
# MURO H=2,50 ml



# MURO H=2,00 ml

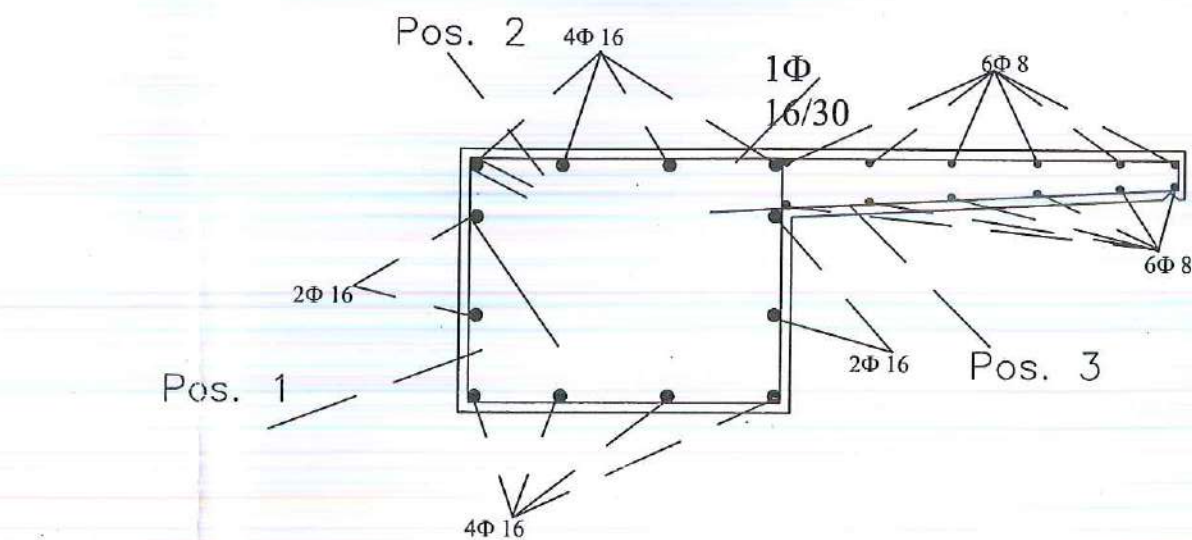
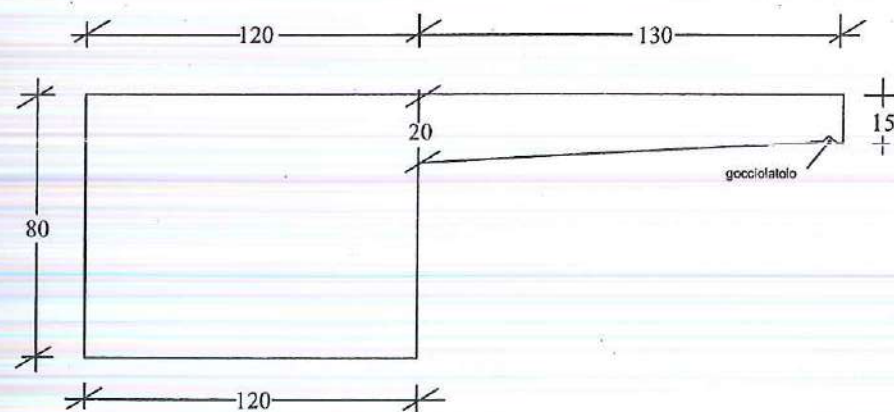


# MURO H=1,20 ml

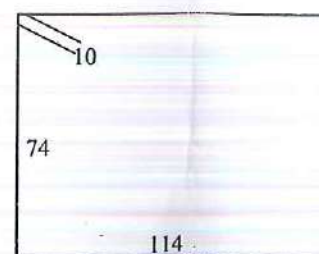




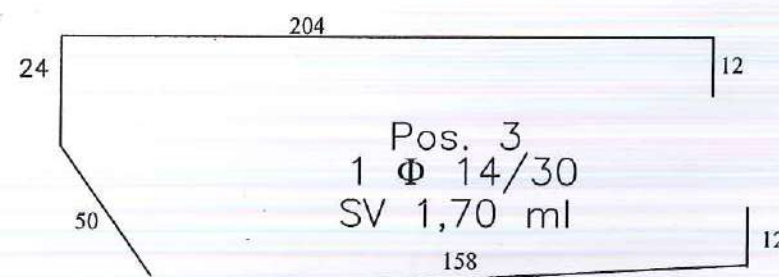
# SBALZO MARCIAPIEDE / SCALA a RASO e a SBALZO



Pos. 1  
Staffe  $\Phi$  8/30  
SV 3,96 ml



Pos. 2  
1  $\Phi$  16/30  
SV 2,90 ml

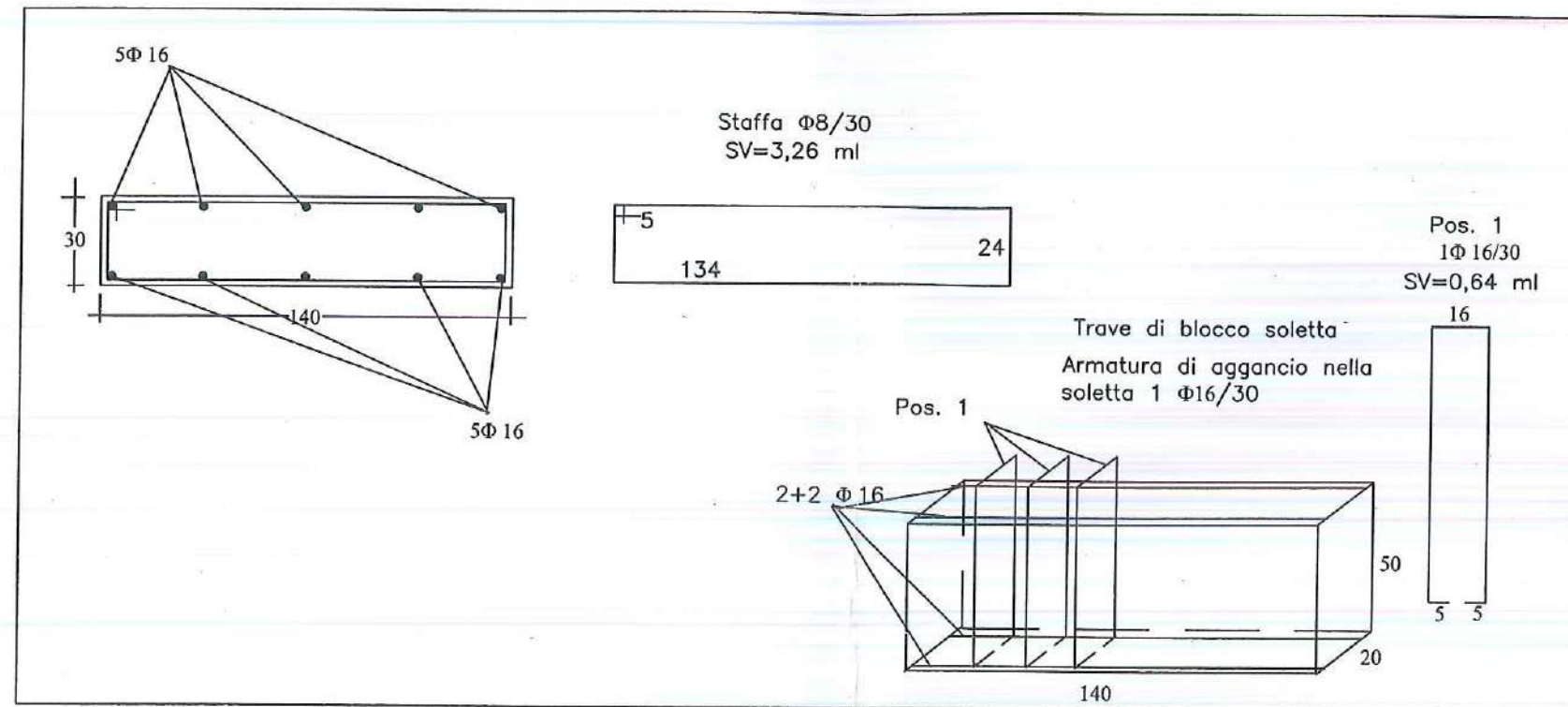


Pos. 3  
1  $\Phi$  14/30  
SV 1,70 ml





# SOLETTE MARCIAPIEDE L=1,40 ml



# SOLETTE MARCIAPIEDE L=1,30 ml

