



irsap

ISTITUTO REGIONALE PER LO SVILUPPO DELLE
ATTIVITA' PRODUTTIVE
Ente Pubblico non Economico
L.R. 8/2012



REGIONE SICILIANA

*Agglomerato Industriale di Ravanusa- Area del Salso
(Provincia di Agrigento)*

OGGETTO: Lavori per la riqualificazione, messa in esercizio e miglioramento funzionale della rete viaria dell'Agglomerato Industriale di Ravanusa - Area del Salso.

PROGETTO ESECUTIVO AGGIORNATO AL 2017

(art. 23 comma 8 D.Lgs 50/16 - Progetto dell'ex Consorzio ASI di Agrigento)

<i>Calcolo esecutivo gabbionata di progetto</i>	Elaborato	Data progetto
	E.10	27/06/2017
	Scala	Aggiornamento
		18/07/2017

VISTI E PARERI



Assistenti alla progettazione:
Geom. Andrea Casino Papia
P.I. Gaetano Castronovo

Rilievi e misure:
Adamo Giacomo
Consiglio Girolamo

RUP:
Ing. Salvatore Callari

I Progettisti:
Ing. Pietro Minacapilli
Arch. Luigi Traversa
Geom. Giacomo Distefano

VISTO: Il Responsabile Unico del Procedimento
(Ing. Salvatore Callari)

PROGETTO STRUTTURALE E ESECUTIVO

Lavori per la riqualificazione, messa in esercizio e miglioramento funzionale della rete viaria dell'Agglomerato Industriale di Ravanusa - Area del Salso.

CONTENUTO ELABORATI:

- Relazione Generale
- Relazione Esecutiva
- Relazione di Calcolo
- Elaborati Grafici
- Particolari Costruttivi
- Piano di Manutenzione



MATERIALI IMPIEGATI:

Rete Metallica a doppia torsione di peso specifico 6 daN/m³
Pietrame di peso specifico 2400 daN/m³ e Porosità del 20 %

COMMITTENTE:

PROGETTISTA

STRUTTURISTA

Walls

Walls 2014 - Calcolo e Verifica Muri di Sostegno
© S.I.S. - SOFTWARE INGEGNERIA STRUTTURALE s.r.l.
C.P.4 (CT15) - 95127 CATANIA - Tel. 095.7122189 - Fax 095.7122188
<http://www.sis.ingegneria.it> - email: info@sis.ingegneria.it





Relazione Generale

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

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

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

Descrizione Generale del Progetto

Il seguente progetto prevede la verifica, il calcolo e il disegno di 1 Muro di Sostegno, del tipo a Gabbioni, ubicato nel comune di Ravanusa.

I Muri a Gravità, in pietrame o in calcestruzzo, sono opere la cui stabilità è affidata esclusivamente al solo peso proprio del muro stesso.

I Muri a Gabbioni sono una particolare tipologia di Muri a Gravità, realizzati con struttura modulare, mediante l'assemblaggio di elementi parallelepipedi in rete metallica (gabbioni), riempiti con materiale di grossa pezzatura (ad esempio pietrame) e disposti su più strati.

Livelli di sicurezza e prestazioni attese

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

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

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

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

Inoltre è necessario garantire i criteri di robustezza nei confronti delle azioni eccezionali, che si traduce nella capacità di evitare danni sproporzionati in funzione delle cause innescanti (incendi, esplosioni, urti). L'opera deve essere, quindi, capace di subire danneggiamenti localizzati, a seguito dell'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.

Caratteristiche del Sito

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

Con riferimento alla caratterizzazione topografica, ai fini della definizione delle azioni sismiche, in base alle caratteristiche orografiche del sito, esso è classificabile come appartenente alla **Categoria Topografica T2**. Inoltre, il sito di ubicazione dell'opera si sviluppa sulla sommità di un pendio o cresta di un rilievo.

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

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

Caratterizzazione sismica del sito

La Pericolosità sismica di base viene determinata partendo dalle coordinate geografiche del sito in esame, ovvero Latitudine e Longitudine, rispettivamente pari a 37.268 e 13.97, entrambe in gradi decimali.

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

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

Accelerazione max al suolo a_g/g	0.063
Categoria Sottosuolo	C
Fattore Stratigrafico Ss	1.500
Fattore Topografico St	1.200
Fattore di riduz. accel. max al suolo()	0.180
Coeff. sismico orizzontale Kh	0.020
Coeff. sismico verticale Kv	0.010

Caratteristiche dei Materiali

I muri del presente progetto sono del tipo a Gabbioni, realizzati mediante la sovrapposizione di gabbioni in rete metallica a doppia torsione e riempiti con materiale di peso specifico pari a 2400 daN/m³ e con porosità del 20%. Lamagliadellaretemetallicahadimensioni8x10edètessutaconfilodidiametroparia2mm.

Caratteristiche del Terreno

Le caratteristiche meccaniche del suolo interagente con l'opera di sostegno in progetto sono state prelevate dalla relazione specialistica geotecnica (elaborato E.2.2) e sono di seguito riportate:

Peso Specifico(γ)	[daN/m ³]	1800
Angolo Attrito Interno (<)	[grd]	32
Coesione drenata (c)	[daN/cm ²]	0.08
Coesione non drenata (c_u)	[daN/cm ²]	0.00
Angolo Attrito Terra-Muro(δ)	[grd]	21
Fattore Attrito Terra-Muro (f_a)		0.62
Modulo Elastico (E)	[daN/cm ²]	1000
Costante Winkler (k)	[daN/cm ³]	7.00

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

Il Tecnico



Relazione Esecutiva

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

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

L'esecuzione dei Muri a Gabbioni, prevede la formazione e la sagomatura a scatola di ciascun gabbione (utilizzando le indicazioni delle case produttrici), l'assemblaggio dei gabbioni, il loro riempimento ed infine il rinverdimento.

Prima della messa in opera, ciascun gabbione deve essere aperto, appoggiandolo su un terreno stabile e in piano, quindi deve essere stirato, eliminando ogni grinza e controllando che le linee di piegatura siano nella corretta posizione, in modo da poter formare la scatola.

Aiutandosi con eventuale tavola di legno, per sollevare le facce laterali del gabbione, lungo le linee di piegatura, si devono sollevare gli sportellini laterali e fissare li spigoli superiori del gabbione, utilizzando delle cimose di filo predisposte nei singoli pannelli, in modo da assicurare l'allineamento dei bordi superiori dello scatolare.

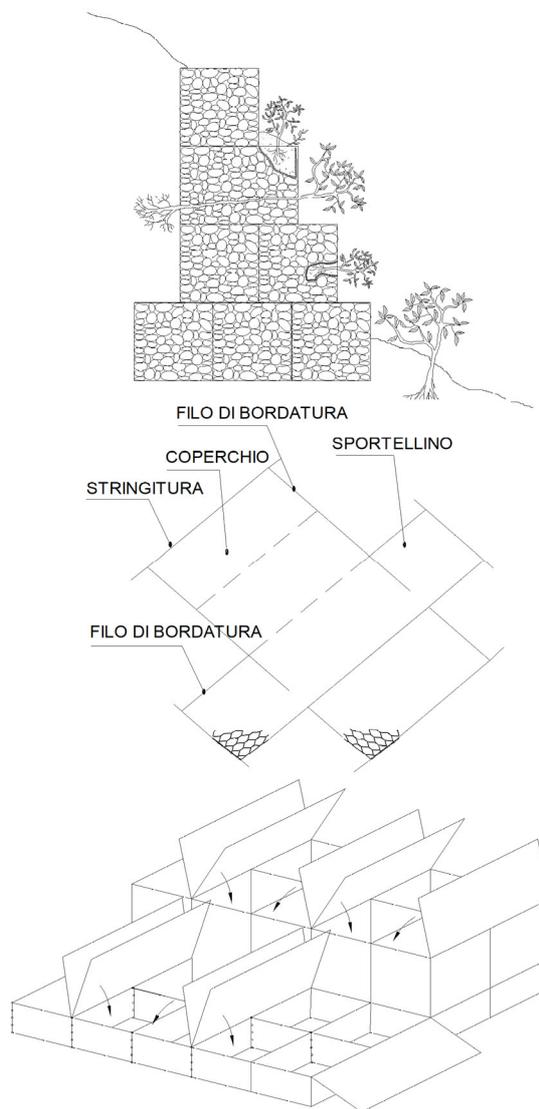
Per realizzare lo scatolare, è necessario fissare gli sportellini, in uno o più punti, utilizzando il filo fornito insieme con il gabbione, oppure adoperando dei punti metallici, posati manualmente o mediante pistola pneumatica.

Infine, è necessario piegare il coperchio, per completare così la sagomatura del gabbione. La legatura tra gabbioni vicini può essere singola o doppia.

L'assemblaggio dei gabbioni, avviene accostando gli scatolari, per ciascuno strato, allineandoli e legandoli l'uno all'altro, prima di procedere al riempimento con pietrame.

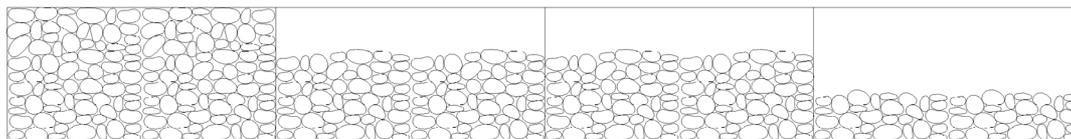
I gabbioni vanno accostati fronte contro fronte o retro contro retro, in modo da facilitare l'operazione di riempimento degli stessi.

Dopo averli posizionati e legati l'uno all'altro, i gabbioni devono essere riempiti con materiale lapideo non gelivo, avente pezzatura non superiore a 25 cm e di dimensioni non inferiori al diametro della maglia. Le dimensioni ottimali sono comprese in un intervallo tra 7,5 e 20 cm.



E' importante che il riempimento, manuale o meccanico, avvenga per strati successivi, dello spessore di 30 cm, partendo dall'estremità della fila di gabbioni, collegata alla serie che è stata riempita in precedenza.

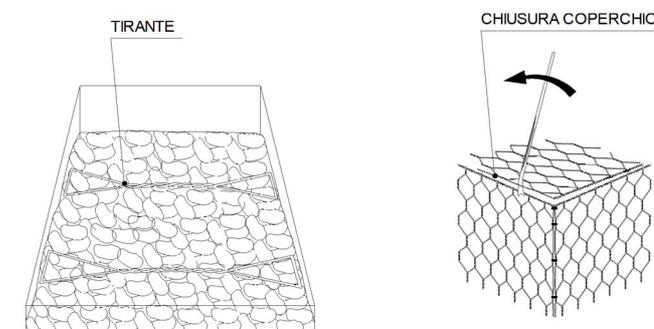
Il materiale deve essere ben assestato, garantendo un elevato addensamento, in modo da evitare possibili deformazioni, durante la messa in opera.



Al termine di ogni strato di riempimento, si devono realizzare dei tiranti in filo metallico, da disporsi in numero pari almeno a 4 per metro di altezza di gabbione.

Per i gabbioni alti 1 m, si hanno quindi un tirante a 1/3 dell'altezza e l'altro a 2/3. In quelli alti 50 cm, invece, si predispongono un tirante a metà altezza. Questi tiranti consentono di evitare deformazioni indesiderate della struttura. Inoltre agli angoli dei gabbioni di estremità, vanno posti anche tiranti a 45°.

Infine può essere previsto, ai fini estetici, il rinverdimento delle gabbionate.



Accorgimenti Costruttivi

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

Drenaggio dei muri

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

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

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

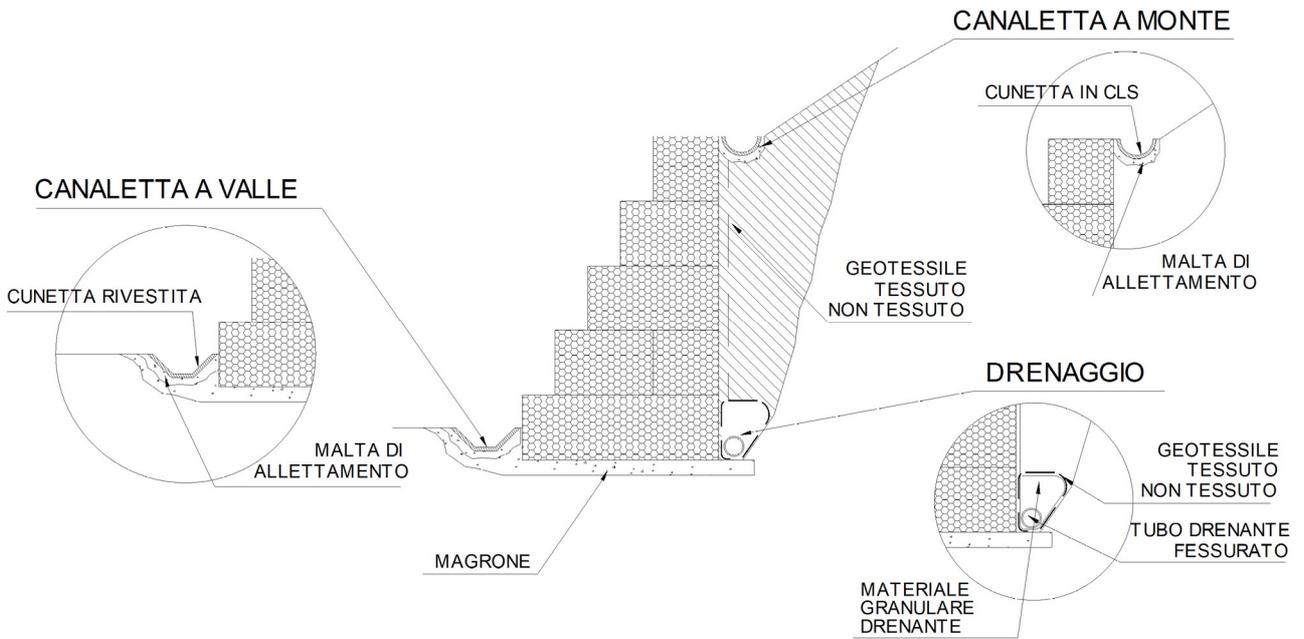
Il sistema di drenaggio migliore, ma sicuramente anche quello che comporta dei costi maggiori, è quello di predisporre opportunamente dreni orizzontali o sub-orizzontali, i quali riducono notevolmente la spinta dell'acqua.

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

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

Inoltre, nel caso specifico di Muri a Gabbioni, le caratteristiche di permeabilità, proprie di questa particolare tipologia, garantiscono un'ottimo drenaggio dell'acqua attraverso il materiale che li sostituiscono, impedendo che questa si accumuli a tergo del muro stesso, causando un incremento delle spinte ed evitando che queste ultime siano notevolmente superiori a quelle considerate in fase di progetto.

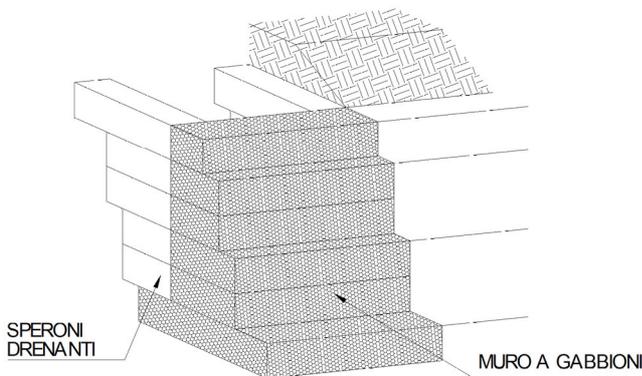
In alcuni casi, può essere utile, al fine di migliorare i sistemi di drenaggio, realizzare una soletta di calcestruzzo magro alla base del muro, per il convogliamento delle acque, utilizzando eventuali tubi di raccolta.



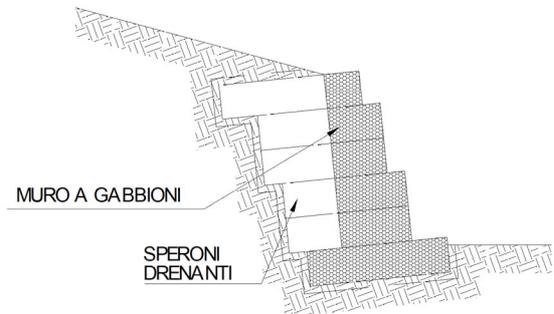
Per migliorare le condizioni di drenaggio, possono anche essere inseriti a tergo del muro, degli speroni drenanti in gabbioni, la cui estensione verso monte può avere lunghezza variabile, da un valore massimo in corrispondenza della testa del muro, a un valore minimo, in corrispondenza del piede.

Questo tipo di accorgimento, oltre che migliorare la capacità drenante dell'opera di sostegno, ne aumenta la resistenza in termini di stabilità. Infatti, se gli speroni sono ben ammortati al muro a gabbioni, le forze di attrito che si generano in corrispondenza delle loro superfici laterali inducono un incremento di resistenza.

MURO 3D



SEZIONE MURO



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

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

Il Tecnico



Relazione di Calcolo

Introduzione

La presente Relazione di Calcolo è suddivisa nei seguenti capitoli:

- **MetododiCalcolo**
- **DatiInput**
- **VerificheStatoLimiteUltimo**
- **VerificheStatoLimiteEsercizio**

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

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

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

Infine, nel capitolo dedicato alle Verifiche allo Stato Limite Ultimo, viene presentato l'esito del calcolo e delle verifiche effettuate per ciascun muro del presente progetto, sia con riferimento alle verifiche di tipo geotecnico (verifiche di stabilità delle opere di sostegno e del complesso opera-terreno) e sia a quelle che riguardano la resistenza dell'opera in base alle caratteristiche dei materiali di cui è costituita.

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 **Walls2014**, specifico per la progettazione, analisi, verifiche e disegni di muri di sostegno in zona sismica. Il software, sviluppato e distribuito dalla società **S.I.S. Software Ingegneria Strutturale s.r.l.**, 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 (sufondazione superficiale o profonda)**
- Muri a mensola in cemento armato con contrafforti**
- Muri a gravità a Gabbioni**

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

Informativa sull'Affidabilità del Software

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

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

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

La dichiarazione di affidabilità e robustezza del codice di calcolo, fornita dal produttore del software, è riportata in allegato alla presente relazione ed è supportata, in fase di output, da una dettagliata ed esauriente rappresentazione dei risultati ottenuti dal calcolo, che ne consente un rapido controllo, in perfetta conformità con il D.M.14/01/2008 al Capitolo 10 "**Redazione dei Progetti strutturali Esecutivi e delle Relazioni di Calcolo**".

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

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

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

Normative di Riferimento

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

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

Unità di Misura

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

- **Forze** in [N]Newton, [daN]DecaNewtono [kN]kiloNewton (1kg=9.81Newton)
- **Lunghezze** in [m]metri, [cm]centimetro [mm]millimetri
- **Angoli** in [g°]Gradisessadecimale [rad]Radianti

Metodo di Calcolo

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

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

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

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

I **Muri a Gabbioni** sono una particolare tipologia di muri a gravità, la cui stabilità dipende dal peso proprio. Sono realizzati con struttura modulare mediante l'assemblaggio di elementi parallelepipedi in rete metallica (gabbioni), disposti su più strati e riempiti con materiale di grossa pezzatura (pietrame).

Gli strati consecutivi possono avere stessa lunghezza, oppure essere sfalsati l'uno rispetto all'altro assumendo una configurazione a gradoni. I muri con gradoni interni sono spesso preferiti per ragioni estetiche e funzionali, ma quelli a gradoni esterni risultano più razionali dal punto di vista statico.

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

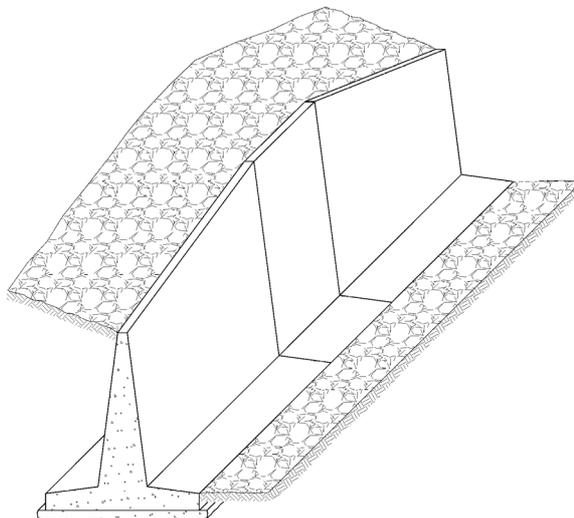
Per verificare la sicurezza dei muri, si adotta il metodo dell'equilibrio limite, allo scopo di considerare efficacemente il comportamento del sistema opera-terreno sotto il regime di spinta definito, anche in presenza di falda o di effetti inerziali generati in occasione di evento sismico.

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

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

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

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



Azioni Statiche

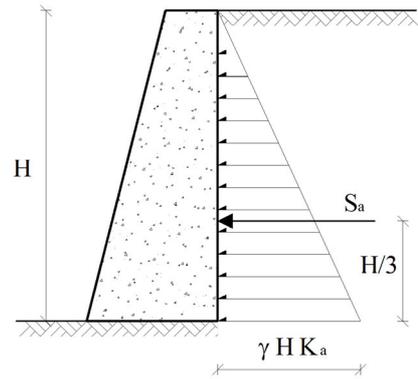
Lo schema di calcolo è basato sulla teoria di Coulomb nella ipotesi di fondazione rigida, superficie di rottura piana passante per il piede del muro ed assenza di falda.

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

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

dove:

- Ψ_t = **Peso specifico del terreno;**
- H^t = **Altezza del muro dalla base della fondazione;**
- K_a = **Coefficiente di spinta attiva valutato tramite l'espressione di Muller - Breslau.**



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

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

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

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

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

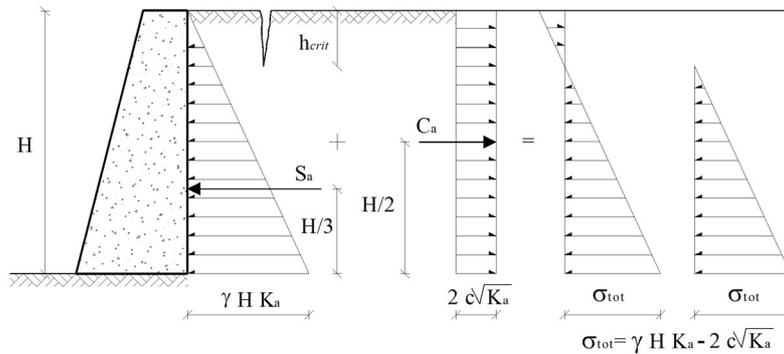
dove:

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

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

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

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



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

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

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

In presenza di falda è presente una spinta idrostatica:

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

dove:

- Ψ_w = **Peso specifico dell'acqua**
- H_w^w = **Altezza falda dalla base della fondazione**

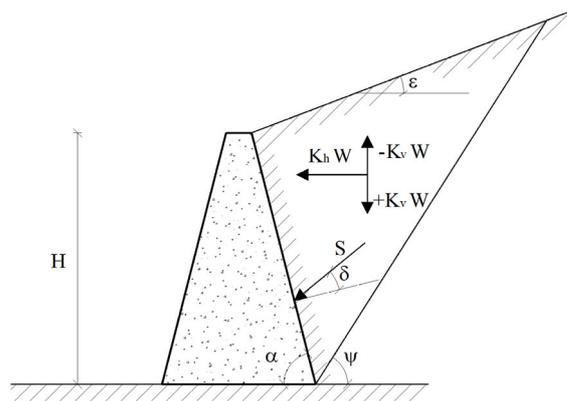
Tale spinta, con andamento lineare, è applicata ad $\frac{1}{3} \cdot H_w$.

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

Azioni Sismiche

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

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



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

dove:

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

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

S_T = fattorediamplicazione topograficadel terreno,funzionedellacategoriap topograficadelsito e dell'ubicazione dell'opera. La sua variazione spaziale è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità, dove esso assume il valore massimo riportato in tabella, fino alla base, dove invece assume valore unitario;

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

$\text{]} =$ fattore di riduzione dell'accelerazione massima al suolo, che dipende dallo spostamento ammissibile del muro. Per le opere in esame, assume valore minore dell'unità, in funzione della categoria del sottosuolo, come di seguito riportato in tabella:

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

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

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

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

in cui:

- ψ_t = Peso specifico del terreno;
- K_{as} = Coefficiente di spinta attiva valutato con l'espressione di Mononobe-Okabe;
- H = Altezza del muro dalla base della fondazione.

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

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

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

in cui:

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

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

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

in cui:

k_h = Coefficiente sismico orizzontale;

Ψ_w = Peso specifico dell'acqua;

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

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

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

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

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

$$F_i = k_h \cdot W$$

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

Metodo di Verifica agli Stati Limite

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

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

Lo Stato Limite Ultimo corrisponde al valore estremo della capacità portante o formale 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 Ψ_F : $F_d = F_k \cdot \Psi_F$. 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 Ψ_M : $f_d = f_k / \Psi_M$.

Per il calcolo delle sollecitazioni limite nelle sezioni di verifica degli elementi vengono utilizzati legami costitutivi α -E dei materiali di tipo non lineare.

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

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

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

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

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

mentre per gli stati limite ultimi, si distinguono:

**Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)
Stato Limite di Prevenzione del Collasso (SLC)**

Ciascuno di questi stati limite è riferito a una possibilità di danneggiamento dell'opera e delle sue parti via via crescenti e ad una probabilità di superamento dell'evento sismico, nel periodo di ritorno di riferimento, via via decrescente.

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

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

Per quanto riguarda, invece gli Stati Limite Ultimi, si definisce **Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)**, quella condizione estrema, a seguito della quale, successivamente ad un evento sismico, l'opera possa subire crolli della parte non strutturale ed impiantistica e danni significativi della parte strutturale, senza però che si verifichi una perdita di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; l'opera conserva, invece, una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza per azioni sismiche orizzontali.

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

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

Verifica agli Stati Limite Ultimi per le Opere Geotecniche

Il criterio generale, che sta alla base della progettazione geotecnica agli Stati Limite, prevede la concomitanza di due problemi fondamentali per il dimensionamento delle opere geotecniche, per le quali, oltre a fare riferimento alle caratteristiche di resistenza dei materiali da costruzione, è necessario considerare la duplice valenza del terreno, il quale, interagendo con la struttura, può assumere, allo stesso tempo, una funzione sia resistente che sollecitante.

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

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

Per le verifiche nei confronti degli Stati Limite di Equilibrio come corpo rigido (EQU), si utilizza un unico approccio progettuale e un'unica combinazione di coefficienti, utilizzando, per le azioni, quelli del gruppo (EQU) e per le resistenze, quelli del gruppo (M2).

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

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

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

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

Per la particolare tipologia di opere di sostegno prese in esame, questa combinazione viene considerata, solo per le verifiche di resistenza delle sezioni in calcestruzzo.

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

Quindi, considerata la particolare tipologia di opere del presente progetto, per quanto riguarda il solo dimensionamento geotecnico (GEO), i coefficienti (A2) vengono "combinati" con quelli (M2) ed (R2). A tal proposito, è opportuno precisare che nelle precedenti espressioni, il segno di addizione, sta appunto per "combinato con". In presenza di sisma, infine, la combinazione delle azioni sismiche con le altre azioni, prevede l'utilizzo di coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni pari all'unità, mentre si richiedono coefficienti di combinazione maggiori di uno per i parametri geotecnici e per le resistenze, facendo riferimento a quelli del gruppo (M2) ed (R2). Inoltre è necessario tenere conto dell'azione sismica verticale, diretta sia verso l'alto, che verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli, che generalmente si hanno quando la componente verticale del sisma è diretta verso l'alto.

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

Coeff. Parziali Parametri Resistenza Terreno

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

Coeff. Parziali Azioni

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

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

Dichiarazione di Attendibilità e Affidabilità dei risultati

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

Per quanto non espressamente sopra riportato ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda ai successivi capitoli della Relazione di Calcolo, in cui, all'inizio di ogni singola stampa, vengono riportati commenti ed ulteriori integrazioni, riferiti specificatamente ai singoli argomenti in questione e che costituiscono parte integrante della presente relazione. Il significato delle quantità e delle unità di misura, sono riportate in specifiche legende esplicative che precedono le singole tabelle di dati.

Il Tecnico

Dati Input

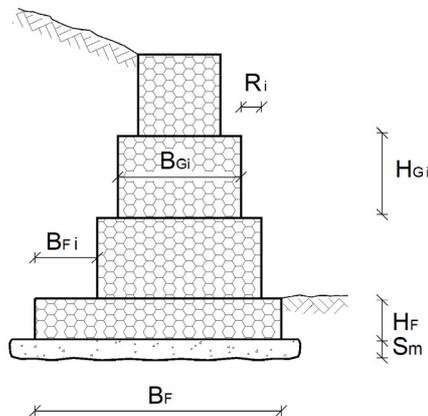
Per ogni muro del presente progetto vengono di seguito riportate le caratteristiche geometriche di elevazione e di fondazione, nonché i parametri del terreno a monte e a valle dell'opera e i relativi valori delle azioni agenti. I dati, riferiti a ciascuna sezione del muro, sono rappresentati mediante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

Geometria Elevazione

- B_{Gi} = Larghezza dell'*i*-esimo Gabbione [cm]
 H_{Gi} = Altezza dell'*i*-esimo Gabbione [cm]
 R_i = Rientro dell'*i*-esimo Gabbione [cm]

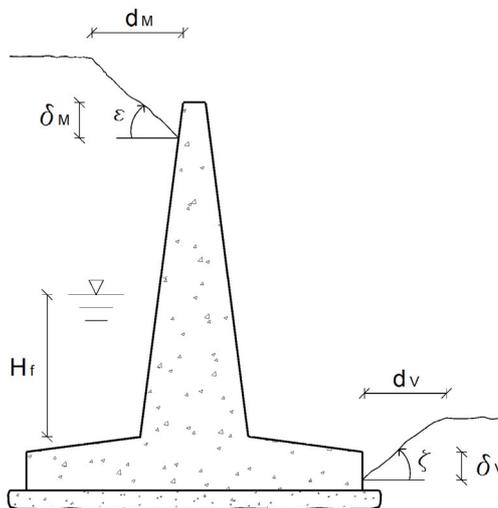
Geometria Fondazione

- B_F = Larghezza Gabbione in Fondazione [cm]
 H_F = Altezza Gabbione in Fondazione [cm]
 B_{Fi} = Larghezza della Mensola di Fondazione Interna [cm]
 S_m = Spessore dello Strato di Magrone [cm]



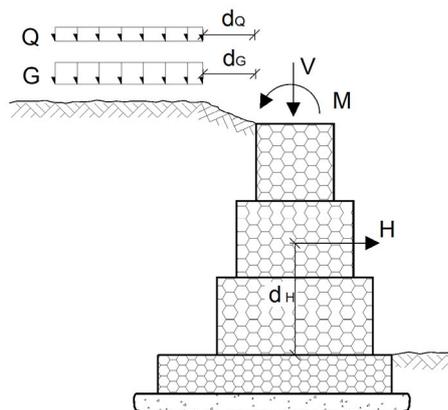
Geometria Terreno

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

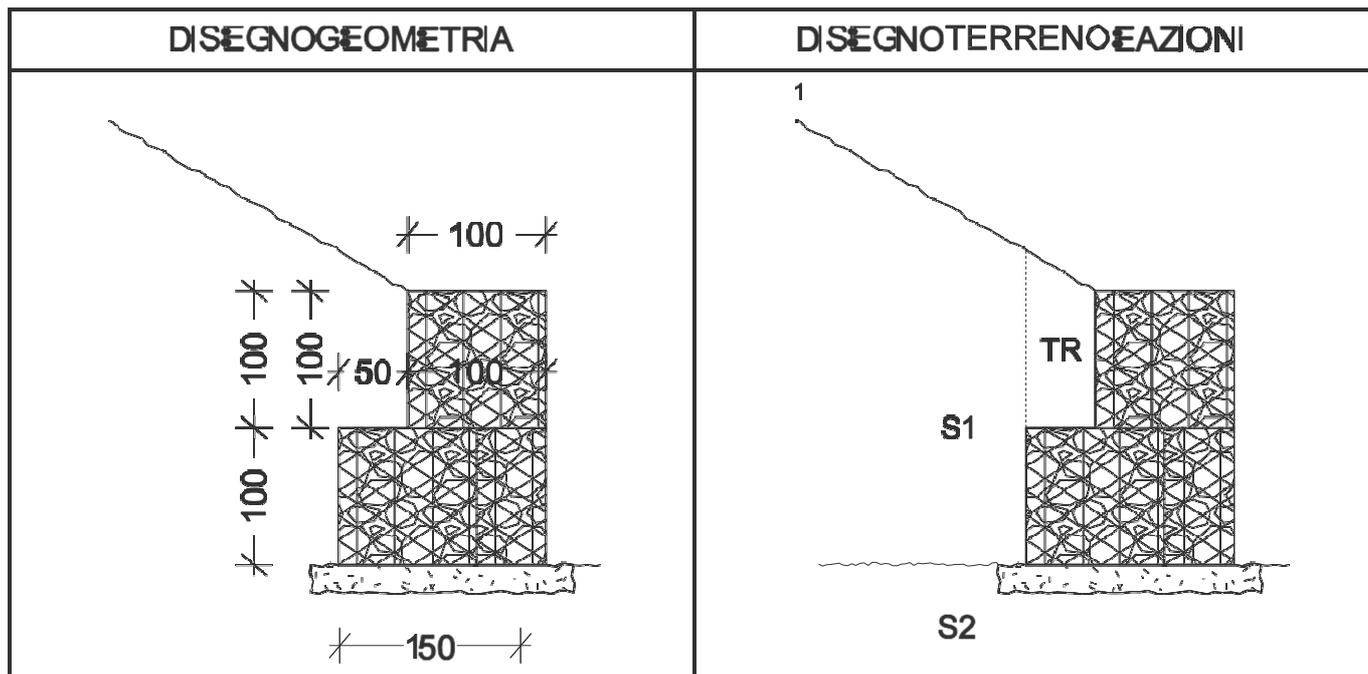


Azioni

- G, d_G = Intensità [daN/m] e Distanza [cm] dalla Testa del Muro del Carico Permanente Distribuito
 Q, d_Q = Intensità [daN/m] e Distanza [cm] dalla Testa del Muro del Carico Variabile Distribuito
 H, d_H = Intensità [daN] e Quota di Applicazione [cm] della Forza Orizzontale
 V, M = Intensità della Forza Verticale [daN] e del Momento Flettente in Testa [daN m]



Muro 1 - Gabbionata h=2m



Muro 1 - Gabbionata h=2m

Dati Geometria Elevazione

Parete		
Altezza(H)	[cm]	100
Spessore in Testa (S _t)	[cm]	100
Spessore al Piede (S _p)	[cm]	100
Pendenza Esterna (P _e)	[%]	0
Pendenza Interna (P _i)	[%]	0

Dati Geometria Fondazione

Larghezza(B _F)	[cm]	150
Altezza(H _F)	[cm]	100
Larghezza Mensola Esterna (B _{Fe})	[cm]	0
Larghezza Mensola Interna (B _{Fi})	[cm]	50
Profondità Mensola Esterna (P _F)	[cm]	0
Spessore Strato Magrone (S _m)	[cm]	20

Dati Terreno

Angolo di Inclinazione a Valle (ι)	[grd]	0
Abbassamento a Valle (δ _v)	[cm]	-100
Strato 1 - Terreno 1		
Spessore (S1)	[cm]	200
Inclinazione	[grd]	20
Strato 2 - Terreno 1		
Spessore (S2)	[cm]	100
Riempimento - Terreno 1		
Spessore (TR)	[cm]	100

Dati Geometria Profilo Terreno a Monte

Punto N.		1
Ascissa rispetto a testa muro [cm]		216
Ordinata rispetto a testa muro [cm]		124

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Azioni e Resistenze di Calcolo

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

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

Terreno

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

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

Comb.	Ψ [daN/m ³]	γ [grd]	δ [grd]	f_a	c	c_u [daN/cm ²]
STR	1800	32	21	0.62	0.08	0.00
GEO	1800	26	17	0.50	0.06	0.00
EQU	1800	26	17	0.50	0.06	0.00
S+	1800	26	17	0.50	0.06	0.00
S-	1800	26	17	0.50	0.06	0.00

Spinte e Forze

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

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

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

Oltre ai valori riferiti alla base della fondazione, vengono riportati anche quelli in corrispondenza dei vari conci del muro, individuati da ciascun gabbione.

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

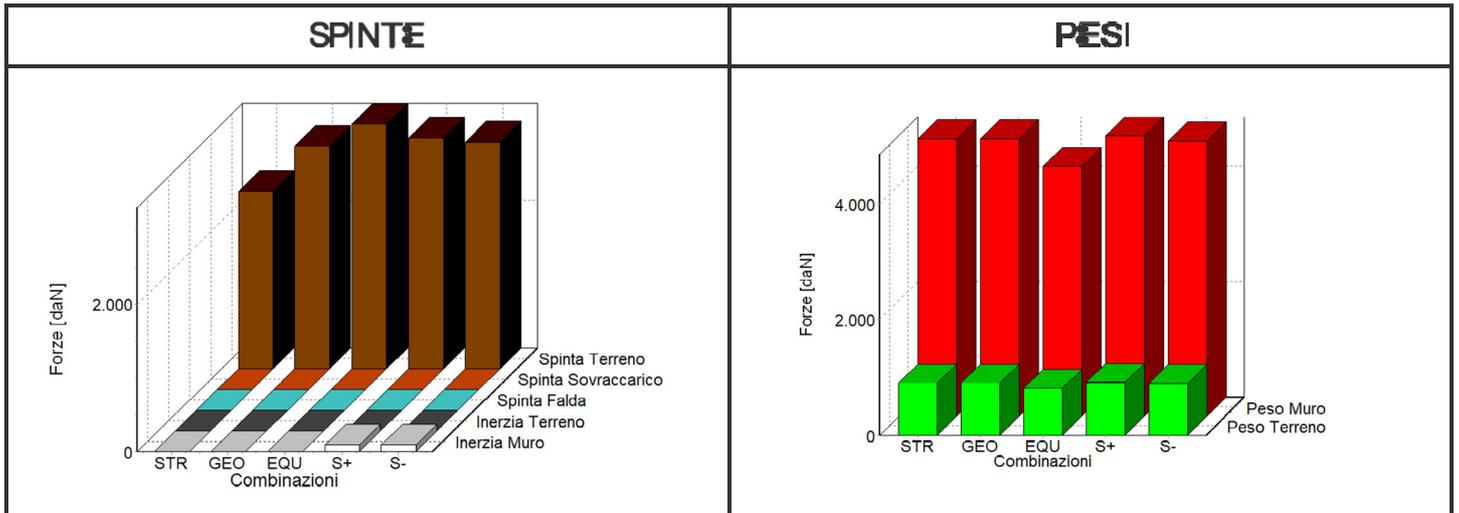
- Spinta passiva sullo sperone di fondazione a valle;
- Controspinta dovuta alla coesione;
- Coesione a scorrimento dell'opera sul pianodi appoggio della fondazione.

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

Parametri di Elaborazione

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

Muro 1 - Gabbionata h=2m



Spinte e Forze sul Muro

Gabbione N.	Comb.	K _a	K _p	S _a [daN]	S _c [daN]	S _q [daN]	S _p [daN]	S _{pm} [daN]	W _M [daN]	F _{iM} [daN]	W _T [daN]
Base Fond.	STR	0.51	3.25	2397	0	0	0	0	4800	---	900
	GEO	0.84	2.62	3012	0	0	0	0	4800	---	900
	EQU	0.84	2.62	3314	0	0	0	0	4320	---	810
	S+	0.86	0.86	3124	---	0	0	0	4848	97	909
	S-	0.86	0.86	3063	---	0	0	0	4751	97	890
Gabb. 1	STR	0.51	3.25	599	0	0	---	---	1920	---	0
	GEO	0.84	2.62	753	0	0	---	---	1920	---	0
	EQU	0.84	2.62	828	0	0	---	---	1728	---	0
	S+	0.86	0.86	781	---	0	---	---	1939	38	0
	S-	0.86	0.86	765	---	0	---	---	1900	38	0

Verifiche di Stabilità

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

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

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

Tal meccanismo di collasso, rappresenta tutti gli Stati Limite Ultimi, dovuti alla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con l'opera. In particolare, si distinguono Stati Limite di Equilibrio (EQU) come corpo rigido, per quanto riguarda il solo meccanismo di collasso per ribaltamento e Stati Limite Ultimi di tipo Geotecnico (GEO), per tutti gli altri.

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

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

Per le verifiche geotecniche di stabilità, che presuppongono il raggiungimento della resistenza del terreno, quali Scorrimento, Collasso per superamento del Carico Limite ("Collasso Terreno" nelle tabelle seguenti) e Stabilità Globale, l'analisi viene condotta utilizzando la Combinazione (GEO) (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo (M2), i coefficienti globali sulla resistenza del sistema (R2) sono unitari (fatta eccezione per la verifica di Stabilità Globale) e le sole azioni sono amplificate con i coefficienti del gruppo (A2).

I coefficienti parziali di sicurezza, da adottare sia per le azioni (A), che per i parametri di resistenza del terreno (M), sono quelli definiti al relativo paragrafo della parte introduttiva della presente Relazione di Calcolo, mentre, quelli da applicare alle resistenze globali (R) del sistema, sono specifici per ogni tipo di verifica e sono riportati nella seguente tabella, con riferimento alla sola Combinazione (GEO), qui presainesame:

Coefficienti Parziali Resistenze

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

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

$$R_d > S_d$$

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

Per Muri a Gabbioni, i risultati delle verifiche di stabilità per Ribaltamento, Scorrimento e Collasso per Carico Limite vengono riportati sia rispetto alla base della fondazione dell'intero muro, che rispetto alla base di ogni gabbione, che costituisce il muro.

Verifica al Ribaltamento

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

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

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

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

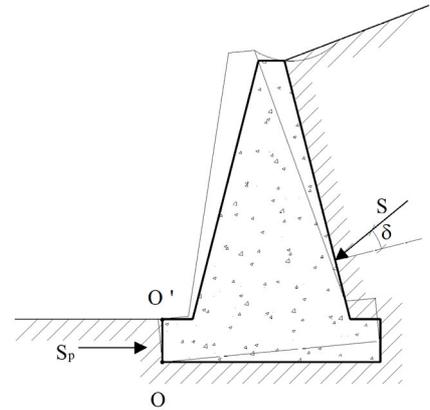
Il momento stabilizzante R_d e quello ribaltante S_d vengono calcolati mediante le seguenti espressioni:

$$R_d = (1/\psi_R) \cdot I_v \cdot F_v \cdot b$$

$$S_d = I_h \cdot F_h \cdot h - I_s \cdot S_y \cdot d$$

dove:

- ψ_R = Coefficiente Parziale Resistenza a Ribaltamento
- F_v = Pes proprie Forze verticali applicate
- F_h = Forze di inerzia, Forze orizzontali applicate e Componenti Orizzontali delle Spinte
- S_y = Componenti Verticali delle Spinte
- b, h, d = Bracci delle Forze F_v, F_h ed S_y



Verifica allo Scorrimento

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

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

La resistenza allo scorrimento R_d è data dalla relazione:

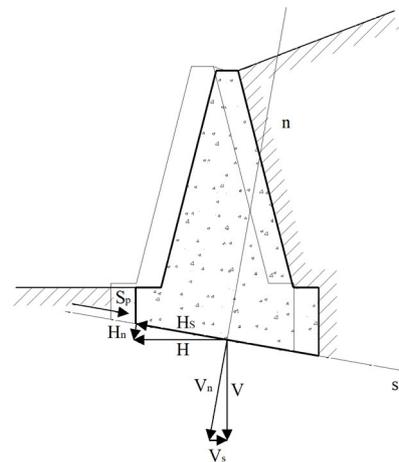
$$R_d = (1/\psi_R) \cdot [(N_y + T_y) \cdot \epsilon + N_x + \alpha \cdot S_p +]c]$$

L'azione sollecitante S_d è pari a:

$$S_d = T_x$$

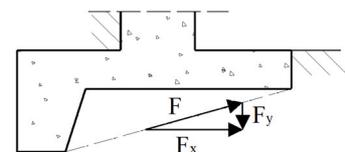
dove:

- ψ_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, normale al piano di scorrimento
- ϵ = Fattore di attrito terreno-fondazione
- $\alpha \cdot S_p$ = Frazione di Spinta Passiva
- $]c]$ = Frazione di Coesione
- S_p = Spinta Passiva



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

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



Risultati Verifiche al Ribaltamento e allo Scorrimento**Muro 1 - Gabbionata h=2m**

Gabbione N.	Ribaltamento(/m)				Scorrimento(/m)			
	Comb.	R _d [daN·m]	S _d [daN·m]	ψ _s	Comb.	R _d [daN]	S _d [daN]	ψ _s
Base Fond.	EQU	3820	774	4.94	GEO	6584	2880	1.35
	S+	4288	845	5.07	S+	6675	3102	1.27
	S-	4201	830	5.06	S-	6541	3043	1.27
Gabb. 1	EQU	864	20	43.20	GEO	2141	720	1.67
	S+	969	48	20.19	S+	2168	785	1.55
	S-	950	47	20.21	S-	2125	771	1.54

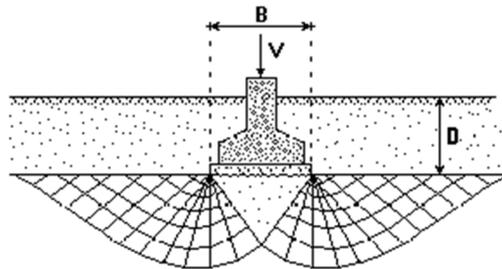
Verifica al Collasso per Carico Limite Terreno

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

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

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

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

$$N_q = e^{N \cdot \tan \chi\pi} \cdot \tan^2 \left(\frac{\chi\pi}{4} + \frac{\chi\pi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \chi\pi$$

$$N_\Psi = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \chi\pi$$

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

$$i_q = [1 - H / (V + B \cdot L \cdot c \cdot \cotg \chi\pi)]^m$$

$$i_c = i_q - [(1 - i_q) / (N \cdot \tan \chi\pi)]$$

$$i_\Psi = [1 - H / (V + B \cdot L \cdot c \cdot \cotg \chi\pi)]^{(m+1)}$$

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

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

$$d_\Psi = 1$$

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

$$b_c = b_q - [(1 - b_q) / (N \cdot \tan \chi\pi)]$$

$$b_\Psi = b_q$$

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

$$g_c = g_q - [(1 - g_q) / (N \cdot \tan \chi\pi)]$$

$$g_\Psi = g_q / \cos \alpha$$

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

H, V = Forze orizzontali, verticali in fondazione

$c, \Psi, \chi\pi, \alpha$ = Coesione, Peso Specifico, Angolo Attrito ed Inclinazione terreni fondazione $k =$

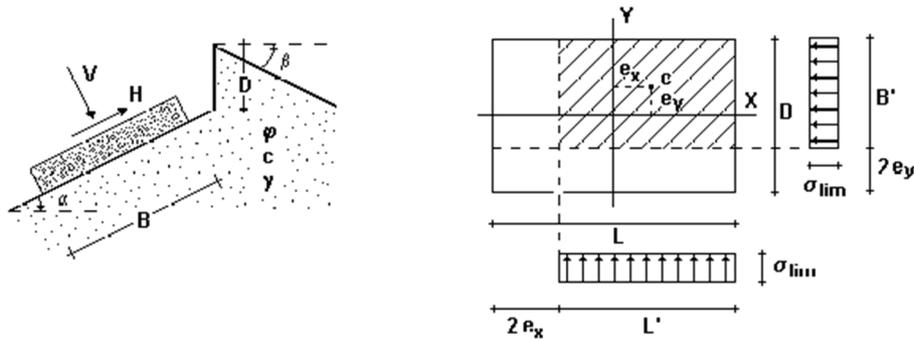
$\arctan(D/B)$ se $D > B$ oppure (D/B) se $D \leq B$

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

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

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

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



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

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

dove:

$$N_q = 1 \qquad N_c = 5.14 \qquad N_{\psi} = -2 \cdot \text{sen}(\chi)$$

$$i_c = 1 - m \cdot H / (N_c \cdot B \cdot L \cdot c_u) \qquad b_c = 1 - 2 \cdot \alpha / 5.14 \qquad g_c = 1 - 2 \cdot (\chi) / 5.14$$

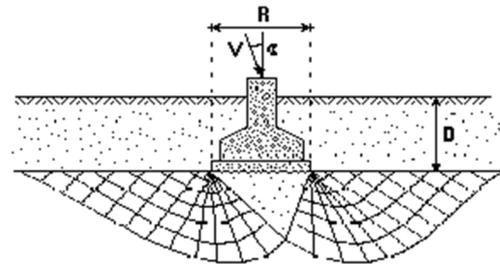
La Resistenza al Collasso per Carico Limite e l'Azione Sollecitante sulla fondazione sono rispettivamente:

$$R_d = (1/\psi_R) \cdot (q_{lim} \cdot B \cdot L) \qquad S_d = I, Fv$$

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

Effetti delle azioni sismiche

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



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

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

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

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

Per tener conto, invece, dell'effetto cinematico, è necessario moltiplicare il coefficiente N_{ψ} per il coefficiente correttivo:

$$e_{\psi} = (1 - k_{hk} / \tan \epsilon)_{0.45}$$

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

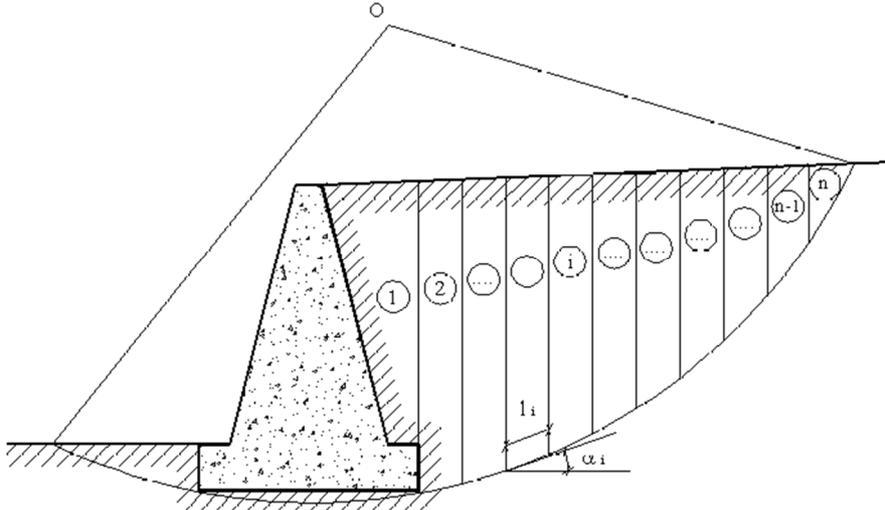
Risultati Verifica al Collasso per Carico Limite Terreno**Muro 1 - Gabbionata h=2m**

Comb.	B [m]	N _q	N _c	N _f	i _q	i _c	i _f	d _q	d _c	d _f	b _q	b _c	b _f	g _q	g _c	g _f	Q _{lim} [daN]	Q _{es} [daN]	γ _s
GEO	1.08	12.59	23.18	13.58	0.41	0.36	0.26	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	9358	6584	1.42
S+	1.04	12.59	23.18	13.58	0.37	0.32	0.23	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	7955	6675	1.19
S-	1.04	12.59	23.18	13.58	0.38	0.32	0.23	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	7975	6541	1.22

Verifica di Stabilità Globale Muro-Terreno

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

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

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

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

$$\Psi_s = R_d / S_d$$

dove:

R_d = Resistenza al Taglio

S_d = Taglio Sollecitante

Ψ_s = Coefficiente di sicurezza in confronto della verifica

Ψ_R = Coefficiente parziale sulle resistenze per la verifica

c, α_i = Coesione e Angolo di attrito interno del terreno

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

u_i = Pressione idrostatica sul concio elementare

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

H_i, h_{w_i} = Altezza Totale e della Falda, misurate rispetto al punto medio del concio

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

U_i = Risultante della Pressione idrostatica, pari a $u_i \cdot \delta l_i$ alla base, pari a $c \cdot \delta l_i + (N_i - U_i) \cdot \text{tg } \alpha_i$

T_i = Componente Tangenziale della Reazione del terreno

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

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

Risultati Verifica di Stabilità Globale**Muro 1**

Comb.	R _d [daN]	S _d [daN]	γ _s
GEO	11629	7534	1.54
S+	12837	7534	1.70
S-	12770	7534	1.69

Dati Generali Pendio

Numero dei conci	12
Larghezza dei conci [m]	0.33
Raggio cerchio critico [m]	4.07
Lunghezza arco cerchio critico [m]	6.58

Tabella Valori

Concio N.	H _i [m]	l _i [m]	c _{l_i} [daN/m]	W _i [daN]	α _i [grd]	N _i [daN]	h _{w_i} [m]	U _i [daN]	T _i [daN]	S _i [daN]
1	0.00	0.00	0	0	-42.51	0	0.00	0	0	0
2	2.00	1.50	960	6584	0.00	6584	0.00	0	4113	0
3	2.40	0.34	217	1434	13.00	1397	0.00	0	872	322
4	2.50	0.35	222	1489	17.85	1417	0.00	0	885	456
5	2.56	0.36	230	1525	22.83	1406	0.00	0	877	591
6	2.58	0.38	240	1541	28.00	1360	0.00	0	850	723
7	2.57	0.40	254	1533	33.43	1279	0.00	0	798	844
8	2.51	0.43	273	1497	39.23	1160	0.00	0	723	947
9	2.39	0.47	303	1426	45.55	999	0.00	0	623	1018
10	2.19	0.55	350	1307	52.68	792	0.00	0	495	1040
11	1.87	0.69	441	1113	61.26	535	0.00	0	333	976
12	1.07	1.16	742	639	73.38	182	0.00	0	113	612

** Print "RisultatiStabilitaGlobale" : Point3d: Tentativo di trasformare un punto (null) **

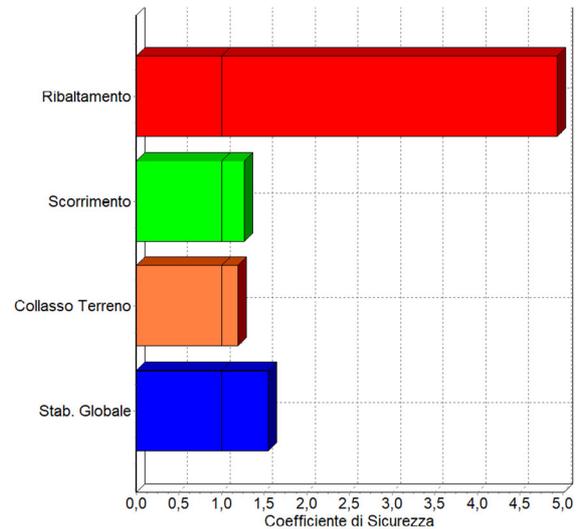
Riepilogo Verifiche di Stabilità

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

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

Muro 1

Ribaltamento [daN·m]			
Comb.	$R_{d,Med}/(m)$	$S_{d,Med}/(m)$	ψ_s
EQU	3820	774	4.94
S+	4288	845	5.07
S-	4201	830	5.06
Scorrimento [daN]			
GEO	6584	2880	1.35
S+	6675	3102	1.27
S-	6541	3043	1.27
Collasso Terreno [daN]			
GEO	9358	6584	1.42
S+	7955	6675	1.19
S-	7975	6541	1.22
Stabilità Globale [daN]			
GEO	11629	7534	1.54
S+	12837	7534	1.70
S-	12770	7534	1.69



Verifiche di Resistenza Strutturale

Per la tipologia di muri in progetto, si suppone essere nulla la resistenza a trazione del materiale costituente il muro. Pertanto, ai fini delle verifiche di resistenza strutturale dell'opera, bisogna controllare, per ogni sezione considerata, che la pressione agente sia compatibile con la resistenza a schiacciamento del materiale.

Quanto detto si traduce, per i muri a Gravità di pietrame in Gabbioni, nel verificare, in tutte le sezioni interne, in corrispondenza della base di ciascun gabbione, che la tensione di compressione non sia superiore alla resistenza a schiacciamento ammissibile del materiale di cui è costituito il muro.

Nelle tabelle che seguono, per ogni muro in progetto, si riportano:

e	=	Eccentricità della Risultante Forze Verticali [m]
e_N	=	EstremodiNocciolo, pari ad 1/6 della Base del Gabbione [m]
α_{max}	=	Tensione Normale Massima e Ammissibile [daN/cm²]
α_{amm}	=	Coefficiente di Sicurezza allo Schiacciamento
λ	=	Tensione Tangenziale Media e Ammissibile [daN/cm²]
λ_{amm}	=	Coefficiente di Sicurezza al Taglio

Muro 1

Verifica Schiacciamento

Comb.	e [m]	e_N [m]	α_{max} [daN/cm ²]	α_{amm} [daN/cm ²]	λ [daN/cm ²]	λ_{amm} [daN/cm ²]	λ_T
STR	0.46	0.17	2.88	6.66	2.31	0.06	6.22
S+	0.42	0.17	1.44	6.66	4.61	0.08	3.87
S-	0.42	0.17	1.41	6.66	4.72	0.08	3.90

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

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

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

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

Cedimenti in Fondazione

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

Per il calcolo del cedimento si adotta la seguente espressione:

$$W_{\text{tot}} = \sum_{i=1}^N \left(\frac{\alpha_i \cdot z_i}{E_i} \right)$$

dove si è indicato, per ogni strato:

- α_i = **Variatione Pressione del Terreno**
- z_i = **Spessore Strato Terreno**
- E_i = **Modulo Elastico del terreno**

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

Cedimento Elastico Fondazione

Muro N.	W_{tot} [cm]
1	0.12



Piano di Manutenzione

Generalità

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

Manuale d'Uso
Manuale di Manutenzione
Programma di Manutenzione

Trattandosi, nel caso specifico, della progettazione di Opere di Sostegno a Gabbioni, riempiti di pietrame, nel seguito si farà esplicito riferimento a questa particolare tipologia di opere, fornendo le indicazioni necessarie per una corretta manutenzione edile.

Manuale d'Uso

Descrizione e collocazione nell'intervento

Le Opere di Sostegno presenti hanno la funzione di assorbire la spinta del terreno, ovvero sostenere un fronte di terreno instabile quando quest'ultimo non si può disporre secondo la pendenza naturale di equilibrio.

Si tratta di opere per le quali i fenomeni di interazione terreno-struttura assumono un ruolo fondamentale, visto che il terreno costituisce sia il sistema di forze agenti, sia il sistema di reazioni che lo vincolano.

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

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

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

L'intervento in esame prevede la costruzione in opera di 1 Muro di Sostegno, ubicato nel Comune di Ravanusa.

Riguardo alla tipologia delle opere di sostegno, si è scelto di realizzare un tipo di muri a gravità, la cui stabilità dipende esclusivamente dal peso proprio, realizzati con gabbioni riempiti di pietrame.

Modalità di uso corretto

Non è consentito apportare modifiche o comunque compromettere l'integrità delle strutture per nessuna ragione, nè modificare le condizioni di impiego previste in progetto, in particolare per quanto riguarda i carichi agenti sul muro. Prima di effettuare eventuali modifiche occorrerà sempre contattare un tecnico abilitato.

Occorre controllare con cadenza annuale i manufatti, effettuando operazioni di scavo anche a campioni scelti, in misura di uno ogni 20 metri lineari di sviluppo delle opere di sostegno, al fine di riscontrare eventuali anomalie, come spancamenti dei gabbioni, mancata efficienza dei tiranti, perdite di verticalità dei manufatti o dei loro componenti, tagli nelle maglie della rete componente i gabbioni, corrosione della rete metallica, qualora questa fosse in contatto con ambienti aggressivi.

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 opere in oggetto devono garantire la durabilità nel tempo, in modo da assicurare la giusta resistenza alle diverse condizioni di esercizio, previste in fase di progettazione e garantire la stabilità.

Per i livelli minimi prestazionali si rimanda alle norme vigenti in materia al momento della progettazione.

Anomalie riscontrabili

Fuoriuscita di pietrame: dovuta a eccessiva rottura delle maglie della rete metallica.

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

Lacerazione dei gabbioni: tagli nella maglia della rete costituente i gabbioni, dovuti a cause meccaniche o fisiche, legate alla corrosione da agenti ambientali esterni.

Perdita di capacità statiche e idrauliche: dovuta alla occlusione dei paramenti di valle delle opere di sostegno, a causa della presenza di detriti o parti di terreno colato da monte.

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

Spanciamento: variazione della sagoma del muro, dovuto alla mancata tenuta dei gabbioni.

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 lavoro da affidare a impresa edile.

In particolare, potrà essere individuata la eventuale presenza di processi di corrosione della maglia della rete metallica, con conseguente lacerazione della stessa e possibile fuoriuscita di pietrame dai gabbioni.

Manutenzioni eseguibili a cura di personale specializzato

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

Ricucitura della rete metallica: mediante sovrapposizione di nuova rete opportunamente estesa per mq 1.00 intorno al taglio e legata allo stesso modo dei gabbioni.

Ripristino dei sistemi di drenaggio: pulitura dei paramenti di valle delle opere di sostegno da detriti o da parti di terreno colati, in modo da mantenere capacità statiche e idrauliche dell'opera.

Programma di Manutenzione

Sottoprogramma delle Prestazioni

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

Protezione elettrica

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

Protezione dagli agenti chimici ed organici

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

Protezione dagli agenti atmosferici

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

Stabilità

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

Inoltre, devono essere scongiurati i fenomeni di instabilità legati alla resistenza a schiacciamento del materiale di riempimento dei gabbioni e di scivolamento di una parte di muro rispetto a quella sottostante.

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

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

In presenza di costruzioni preesistenti, interagenti con l'opera di sostegno, il comportamento di quest'ultima deve 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.

Controlli strutturali dettagliati

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

Controllo paramenti di valle

I paramenti di valle delle opere di sostegno devono essere controllati, accertandosi che non ci sia presenza di detriti o parti di terreno colato da monte. **Frequenza del controllo: annuale.**

Stato della rete metallica dei gabbioni

Controllare che non vi siano lacerazioni della maglia dei gabbioni, con possibile fuoriuscita e perdita di materiale lapideo di riempimento. **Frequenza del controllo: annuale.**

Sottoprogramma degli Interventi di Manutenzione

Canalizzazione delle acque superficiali

*E' buona prassi raccogliere le acque superficiali di ruscellamento mediante canalizzazioni, in modo da ridurre l'erosione e l'infiltrazione nel terreno arido e sabbioso dell'opera di sostegno. **Frequenza dell'intervento: all'occorrenza.***

Consolidamento dell'opera

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

Pulitura dei paramenti di valle

*I paramenti di valle devono essere liberi da detriti o da parti di terreno colato, in modo da mantenere nel tempo la capacità statiche e idrauliche delle opere di sostegno. **Frequenza dell'intervento: annuale.***

Ricucitura rete metallica dei gabbioni

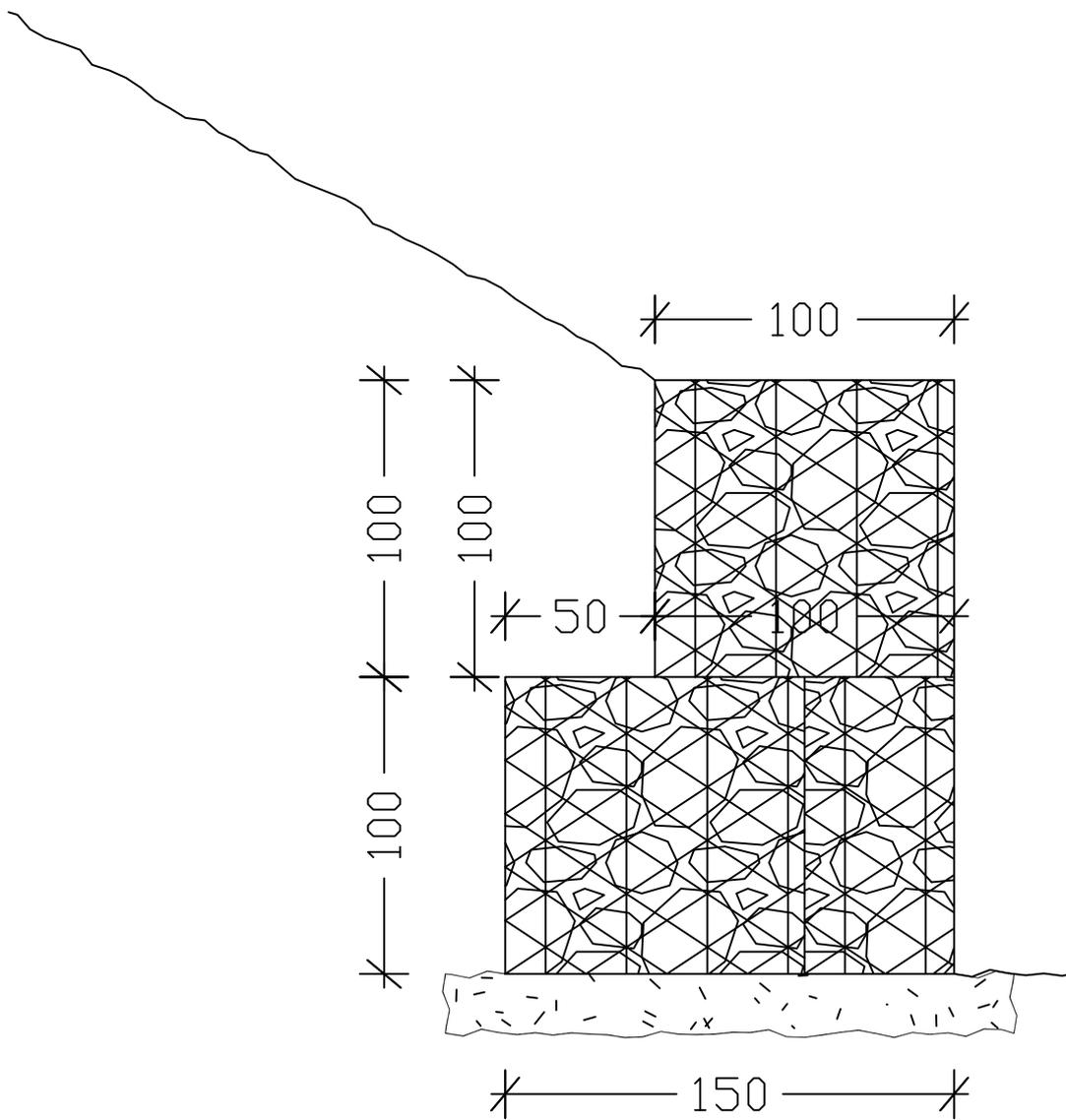
*Se sono stati ravvisati tagli nella rete romboidale a doppia o singola torsione, componente i gabbioni, saranno realizzate ricuciture, mediante sovrapposizione di nuova rete, opportunamente estesa per 1.00 mq, intorno al taglio, e legata allo stesso modo dei gabbioni. **Frequenza dell'intervento: all'occorrenza.***

Sostituzione dei tiranti all'interno dei gabbioni

*Nel caso di perdita di efficienza dei tiranti, questi devono essere sostituiti, in modo da evitare spanciamenti dei gabbioni e perdita di stabilità dell'opera. **Frequenza dell'intervento: all'occorrenza.***

Il Tecnico

DISEGNO Sezione Muro 1-Scala 1 : 25
Sezione Parete





DICHIARAZIONE DI AFFIDABILITA'

La presente Dichiarazione di Affidabilità del Software Walls 2014 viene rilasciata ai sensi del punto 10.2 "Analisi e Verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo" del D.M.14/01/2008 pubblicato su suppl. ord. n° 30 della G.U. n° 29 del 4/02/2008 e della C.M.02/02/2009 n. 617.

Il sottoscritto Dott. Ing. Angelo Longo, in qualità di amministratore unico della S.I.S. - Software Ingegneria Strutturale Srl, dichiara che il software di calcolo Walls 2014, concesso in licenza d'uso a Luigi Mancuso e prodotto dalla suddetta società, soddisfa i parametri di affidabilità e di robustezza del codice di calcolo, come verificato in base ai controlli effettuati, operando (per un numero significativo di casi prova) il confronto tra i risultati ottenuti per via teorica e quelli restituiti automaticamente dall'elaborazione, utilizzando il programma di calcolo Walls 2014.

In particolare, con la presente dichiarazione si attesta la conformità dei tabulati ottenuti in output a seguito di elaborazione eseguita con la versione di Walls 2014.

Si allegano i casi prova analizzati per i test di verifica dell'affidabilità del codice di calcolo, accompagnati da una descrizione delle basi teoriche, su cui si basa il metodo di calcolo, e dei campi di impiego del software.

Catania, lì 24/01/2014

L'Amministratore Unico

Dott. Ing. Angelo Longo