COMUNE DI SASSARI

Unità di progetto PINQuA

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA (PNRR)

– MISSIONE M5C2 – COMPONENTE C2 – INVESTIMENTO 2.3 –
PROGRAMMA INNOVATIVO NAZIONALE PER LA QUALITÀ DELL'ABITARE

RIQUALIFICAZIONE SPAZIO PUBBLICO LARGO MONACHE CAPPUCCINE

CUP:B85I21000040001

All. C

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE
Tabulati di calcolo
Relazione esecutiva
Relazione sui materiali
Piano di manutenzione delle opere strutturali

progettista
Arch. Andrea Sussarellu
archeologa
Dott.ssa Laura Lai
geologa
Dott.ssa Laura Tavera

sindaco
Dott. Giuseppe Mascia
responsabile unità di progetto
Dott. Claudio Antonello Castagna
r.u.p.
Arch. Angelo Giuseppe Pisanu

PROGETTO ESECUTIVO

Finanziato dall'Unione europea NextGenerationEU
MIT MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI
Italiadomani
COMUNE DI SASSARI

COMUNE DI SASSARI

Unità di progetto PINQuA

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA (PNRR)

- MISSIONE M5C2 - COMPONENTE C2 - INVESTIMENTO 2.3 -
PROGRAMMA INNOVATIVO NAZIONALE PER LA QUALITÀ DELL'ABITARE

RIQUALIFICAZIONE SPAZIO PUBBLICO LARGO MONACHE CAPPUCCINE

CUP:B85I21000040001

All. C | Tabulati di calcolo

progettista
Arch. Andrea Sussarellu
archeologa
Dott.ssa Laura Lai
geologa
Dott.ssa Laura Tavera

sindaco
Dott. Giuseppe Mascia
responsabile unità di progetto
Dott. Claudio Antonello Castagna
r.u.p.
Arch. Angelo Giuseppe Pisanu

PROGETTO ESECUTIVO

Finanziato dall'Unione europea NextGenerationEU
MIT Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
Italiadomani
Comune di Sassari

INTRODUZIONE

Il presente lavoro riporta tutta la documentazione e i risultati completi delle analisi condotte per la progettazione di un'opera di sostegno.

In generale, le opere e le componenti strutturali devono essere progettati, eseguiti, collaudati e soggetti 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 garantite al fine di scongiurare il collasso o crisi ultima nonché per soddisfare le condizioni legate all'uso quotidiano della struttura.

Inoltre l'opera deve garantire un adeguato livello di durabilità e robustezza. Il requisito di durabilità può essere garantito progettando la costruzione in modo tale che l'eventuale degrado della struttura non riduca le prestazioni della stessa al di sotto del livello previsto. A tale scopo occorre adottare appropriati provvedimenti che tengano conto delle particolari condizioni ambientali e di manutenzione, tra cui:

- **Scelta opportuna dei materiali**
- **Dimensionamento opportuno delle strutture**
- **Scelta opportuna dei dettagli costruttivi**
- **Adozione di tipologie costruttive che consentano, ove possibile, l'ispezionabilità delle parti**
- **Pianificazione di misure di protezione e manutenzione**
- **Impiego di prodotti e componenti dotati di idonea qualificazione**
- **Applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi dei materiali**
- **Adozione di sistemi di controllo per le azioni alle quali l'opera può essere sottoposta**

Il requisito di robustezza può essere garantito, in relazione all'uso previsto della costruzione ed alle conseguenze di un suo eventuale collasso, ricorrendo ad una o più tra i seguenti criteri di progettazione:

- **Progetto della struttura tale da resistere ad azioni eccezionali di carattere convenzionale**
- **Prevenzione degli effetti indotti dalle azioni eccezionali o riduzione della loro intensità**
- **Adozione di una forma e tipologia poco sensibile alle azioni eccezionali considerate**
- **Adozione di una forma e tipologia tale da tollerare danneggiamenti localizzati**
- **Realizzazione di strutture quanto più ridondanti, resistenti e/o duttili possibili**

DESCRIZIONE GENERALE

Il presente capitolo contiene una dettagliata identificazione delle opere di sostegno in esame, riportando i dati di carattere generale, tra i quali le caratteristiche del terreno presente ed i materiali impiegati.

Dati del Progetto

Il presente progetto prevede la verifica, il calcolo ed il disegno di 1 muro di Sostegno del tipo a Mensola, la cui stabilità è affidata soprattutto alla porzione di terreno che grava sulla mensola di fondazione retrostante l'opera stessa.
L'opera è ubicata in Sassari, avente le seguenti coordinate geografiche: Latitudine pari a 40.731 e Longitudine pari a 8.552, entrambe espresse in gradi decimali.

Materiali Strutturali

Il muro è realizzato in calcestruzzo armato ordinario, il cui peso specifico è pari a 2400 daN/m^3. Si è previsto l'impiego di Calcestruzzo di Classe C25/30, avente Resistenza a compressione cilindrica ($\mathbf{f_{ck}}$) pari a 249 daN/cm^2, ed Acciaio tipo B450C, avente Tensione minima di snervamento ($\mathbf{f_{yk}}$) pari a 4500 daN/cm^2.

Caratteristiche del Terreno

Le caratteristiche meccaniche del suolo interagente con l'opera di sostegno in progetto sono di seguito riportate distinguendo ciascuna tipologia di terreno definita.
Ulteriori approfondimenti sulla caratterizzazione geotecnica e la rappresentazione dettagliata del profilo del terreno a monte e a valle dell'opera, sono descritti nelle Relazioni specialistiche.

Terreno N.	1	2
Peso Specifico (γ) [daN/m^3]	1800	1800
Angolo di Attrito interno (ϕ) [grd]	33	25
Coesione Drenata (c) [daN/cm^2]	0.10	0.10
Coesione non Drenata (c_u) [daN/cm^2]	0.00	0.00
Angolo di Attrito Terra-Muro (δ) [grd]	22.00	16.67
Fattore di Attrito Terra-Muro (f_a)	0.65	0.47
Modulo Elastico (E) [daN/cm^2]	1000	1000
Costante di Winkler (k) [daN/cm^3]	7.00	7.00

ANALISI DELLA STRUTTURA

Nel presente capitolo vengono preliminarmente richiamati i contenuti di carattere generale utili per identificare il tipo di approccio all'elaborazione delle strutture in esame. quali l'origine e le caratteristiche del codice di calcolo utilizzato, nonché le indicazioni sulla normativa e le metodologie impiegate per condurre il progetto delle opere di sostegno.
Successivamente, viene riportata la teoria assunta come riferimento per le verifiche effettuate sia di tipo geotecnico sia strutturale e, infine, i dati e l'esito delle verifiche per le opere in esame nel presente progetto.

Generalità

La modellazione numerica e la successiva analisi del progetto è condotta mediante l'impiego del programma di calcolo Walls **2024**, software specifico per la progettazione, l'analisi, le verifiche ed i disegni di Muri di Sostegno in zona sismica.

Informativa sull'Affidabilità del Software

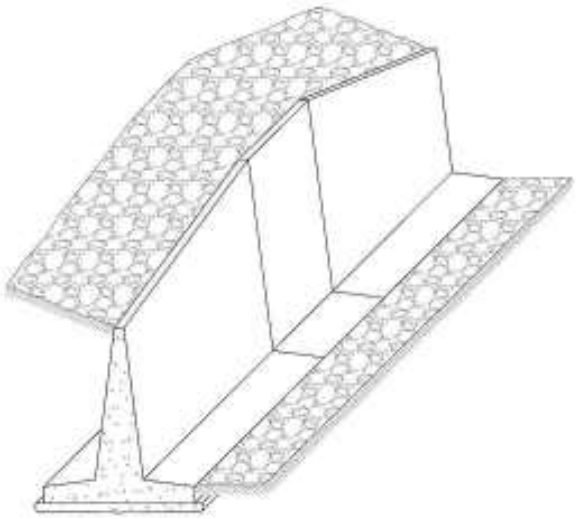
La progettazione e lo sviluppo del software **Walls** e, in particolare, di tutte le procedure di calcolo e degli elaborati restituiti in output, è effettuata dal settore di ricerca e sviluppo della società **S.I.S. Software Ingegneria Strutturale s.r.l.**.

La dichiarazione di affidabilità e robustezza del codice di calcolo, fornita dal produttore del software, è riportata in allegato alla presente documentazione ed è supportata, in fase di output, da una dettagliata ed esauriente rappresentazione dei risultati ottenuti dal calcolo, che ne consente un rapido controllo, in perfetta conformità con quanto disposto dalla normativa NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019).
Inoltre sono stati presi in esame vari esempi di calcolo, forniti dal distributore, atti a validare e verificare l'attendibilità delle procedure di calcolo effettuate, i cui risultati possono essere utilizzati per eventuali controlli con testi specialistici e altri strumenti di calcolo e confrontati con l'allegata documentazione di affidabilità, in cui i risultati 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.

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, in esame nel presente progetto, sono particolari opere di sostegno generalmente verticali, che sfruttando l'azione stabilizzante del proprio peso e del peso di terreno direttamente gravante su di esse, si oppongono all'azione instabilizzante del terreno a monte dell'opera.
Essi vengono classificati in base al meccanismo stabilizzante, alla forma ed alle caratteristiche strutturali dell'elemento preminente che ne assicura la stabilità.
I Muri a Mensola in cemento armato sono caratterizzati da una configurazione snella, grazie all'introduzione di armatura in zona tesa e sfruttano, per la stabilità, il peso del terreno che grava sulla fondazione a monte. Questa tipologia di muri è particolarmente impiegata nelle opere stradali e ferroviarie.
Il programma impiegato per l'elaborazione del presente progetto, 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.



Metodo di Verifica

La combinazione delle azioni agenti ed il relativo dimensionamento e verifica dei vari elementi strutturali sono eseguiti nel pieno rispetto delle indicazioni contenute nella normativa **NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019)**.
L'analisi viene condotta utilizzando il Metodo agli Stati Limite. Tale approccio semiprobabilistico, basato sull'impiego dei coefficienti parziali, consiste nel verificare che gli effetti delle azioni di progetto non superino quelli compatibili con lo stato limite considerato.
In generale si definisce come stato limite uno stato al di là del quale l'opera, o parte di essa, non soddisfa più le esigenze di comportamento per le quali è stata progettata.
Si distinguono varie situazioni limite, completamente differenti, denominate **Stato Limite Ultimo (SLU)** e **Stato Limite di Esercizio (SLE)**.

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. La sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi verificando che la capacità di progetto $\mathbf{R_d}$, in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura sia maggiore del corrispondente valore di progetto della domanda $\mathbf{E_d}$.
Il valore di progetto della generica azione **F** è ottenuto moltiplicando il valore caratteristico $\mathbf{F_k}$ per il coefficiente parziale γ_F ($\mathbf{F_d = F_k}\ \gamma_F$), mentre il valore di progetto della generica proprietà **f** del materiale è ottenuto dividendo il valore caratteristico $\mathbf{f_k}$ per il coefficiente parziale del materiale γ_M ($\mathbf{f_d = f_k}\ /\ \gamma_M$).
Nel caso di concomitanza di più sovraccarichi di origine diversa si definisce un valore di combinazione $\mathbf{F_k}\ \psi_0$, ove ψ_0 **≤1** è un opportuno coefficiente di combinazione che tiene conto della ridotta probabilità che più azioni di diversa origine si realizzino simultaneamente con il loro valore caratteristico.
Per il calcolo delle sollecitazioni limite nelle sezioni di verifica vengono utilizzati legami costitutivi σ-ε dei materiali di tipo non lineare.
Lo **Stato Limite di Esercizio** è uno stato al di là del quale non risultano più soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti e comprende tutte le situazioni che comportano un rapido deterioramento della struttura, (tensioni

di compressione eccessive o fessurazione del calcestruzzo) o la perdita di funzionalità. Per la verifica viene effettuata un'analisi strutturale di tipo elastica-lineare.
La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio deve essere controllata verificando che il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato $\mathbf{C_d}$ sia maggiore del corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni $\mathbf{E_d}$.
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 σ-ε dei materiali di tipo elastico lineare.

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

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

mentre per gli stati limite ultimi si distinguono:

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

Ciascuno di questi stati limite è riferito a una possibilità di danneggiamento della struttura 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. Nel caso specifico delle opere di sostegno del terreno, si considera, ai fini sismici, il solo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).
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 e impiantistica, e danni significativi della parte strutturale, senza però che si verifichi una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; l'opera conserva, invece, una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche orizzontali. A questo stato limite corrisponde una probabilità di superamento dell'evento sismico $\mathbf{P_{VR}}$ pari al 10%.

In merito alla progettazione geotecnica, il metodo adottato prevede la concomitanza di due problemi fondamentali per il dimensionamento delle opere, 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 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, si distinguono in generale diverse tipologie di Stati Limite: 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 SLU, è prevista l'applicazione della Combinazione unica (A1 + M1 + R3) di coefficienti parziali secondo l'Approccio 2. Di fatto si incrementano i carichi e si lasciano invariate le resistenze del terreno mentre le resistenze globali del sistema vengono ridotte in funzione della particolare tipologia di opera interagente col terreno e della verifica geotecnica considerata.
Per la verifica a ribaltamento i coefficienti di resistenza (R3) si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.
Unicamente per le verifiche di stabilità globale, è prevista l'applicazione della Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) dell'Approccio 1. I valori assunti per i coefficienti parziali sono riportati successivamente.
In presenza di sisma, la combinazione delle azioni sismiche con le altre azioni, prevede l'utilizzo di coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui parametri geotecnici pari all'unità, 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 con la componente verticale del sisma diretta verso l'alto.
I valori dei coefficienti parziali di sicurezza, per ognuno dei suddetti Stati Limite in esame, sia per le azioni, che per i parametri geotecnici del terreno, vengono di seguito riportati:

Coefficienti Parziali Parametri Terreno

Comb.	tgϕ	c	c_u	q_u	γ
M1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
M2	1.25	1.25	1.40	1.60	1.00

Coefficienti Parziali Azioni

Comb.	Permanenti		Variabili	
	Sfav.	Fav.	Sfav.	Fav.
A1	1.30	1.00	1.50	0.00
A2	1.00	1.00	1.30	0.00

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.

Unità di Misura

Per l'elaborazione in esame sono state impiegate le seguenti unità di misura, riferite al Sistema Internazionale:

- **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 [grd] Gradi Sessadecimali o [rad] Radianti**

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 e i prototipi, forniti dal distributore, si ritiene che il modello adottato per rappresentare la struttura 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 paragrafi della presente relazione.

Basi Teoriche

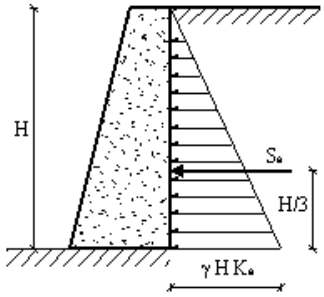
Di seguito vengono riportate le basi teoriche assunte come riferimento per la determinazione della spinta del terreno e le verifiche geotecniche e strutturali delle opere di sostegno, richiamando, inoltre, i concetti fondamentali per comprendere l'esito delle stesse per le opere del presente progetto.

Spinta delle Terre

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 di seguito descritto.

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 pari a:



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

dove:

γ_t = **Peso specifico del terreno**
H = **Altezza del muro dalla base della fondazione**
K_a = **Coefficiente di spinta attiva, valutato tramite l'espressione di Muller-Breslau**

Tale spinta è applicata ad una distanza a partire dalla base della fondazione pari ad **1/3·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 risulta 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:

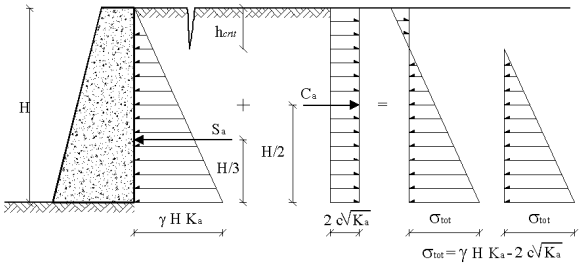
$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_p$$

dove K_p è il Coefficiente di spinta passiva, valutato tramite l'espressione di Muller-Breslau.

Nel caso di terreno coesivo, si considera una controspinta dovuta alla coesione **c**, pari a:

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

che, data la distribuzione di tipo costante, è applicata ad **1/2 H**.



In presenza di un sovraccarico distribuito di intensità **q,** si considera una spinta, applicata ad **1/2 H**, pari a:

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

In presenza di falda si considera una spinta idrostatica, applicata ad **1/3 H_w**, pari a:

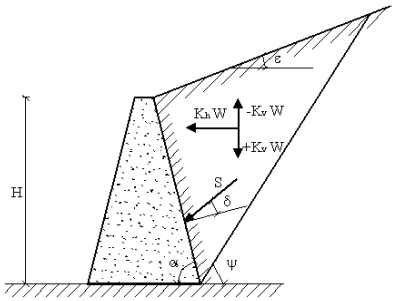
$$S_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2_w$$

dove:

γ_w = **Peso specifico dell'acqua**
H_w = **Altezza del pelo libero della falda dalla base della fondazione**

Azioni Sismiche

Per opere in zona sismica, le spinte vengono valutate 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 anche per valutare le forze di inerzia sull'opera, in funzione delle masse sollecitate dal sisma, secondo la teoria di Mononobe-Okabe. In accordo con la normativa NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019), i coefficienti sismici orizzontale e verticale, che interessano tutte le masse, vengono calcolati come:



$$k_h = \beta_m \cdot S_S \cdot S_T \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right) \qquad k_v = \pm\frac{1}{2}\cdot k_h$$

dove:

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido
S_S , S_T = fattori di amplificazione stratigrafica e topografica del terreno
β_m = coefficiente di riduzione di a_g , che dipende dallo spostamento ammissibile del muro

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:

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

in cui:

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

Considerando la spinta attiva totale del terreno 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 e l'incremento di spinta, dovuto al sisma, agiscono ad un' altezza pari rispettivamente ad **H/3** e a **2/3 H** dalla base dell'opera, il punto di applicazione della spinta attiva totale in zona sismica sarà posto ad una altezza compresa tra **0.4 H** e **0.5 H**.
In maniera analoga, la spinta passiva in condizioni sismiche, è data dall'espressione:

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

dove **K_{ps}** è il Coefficiente di spinta passiva, valutato tramite l'espressione di Mononobe-Okabe.
In presenza di falda lungo l'altezza del muro, oltre alla sovraspinta idrostatica dell'acqua, occorre considerare la spinta idrodinamica, applicata ad una distanza dalla base della fondazione pari a **0.4 H_w**, data da:

$$S_{ws} = \frac{7}{12}\cdot\gamma_w\cdot k_h\cdot H^2{}_w$$

in cui:

γ_w , H_w = Peso specifico dell'acqua e Altezza del pelo libero della falda rispetto alla base del muro
k_h = Coefficiente sismico orizzontale

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

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

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.

Verifiche di Stabilità

Le verifiche di stabilità, note le forze che sollecitano l'opera di sostegno, consistono nel 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 progetto delle azioni e delle resistenze.
In generale, con riferimento ai meccanismi di collasso che si possono avere per le opere di sostegno, le verifiche di stabilità sono le seguenti:

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

Tali meccanismi di collasso, rappresentano tutti gli Stati Limite Ultimi, dovuti alla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con l'opera.
Per le verifiche geotecniche di stabilità quali Ribaltamento, Scorrimento e Collasso per superamento del Carico Limite, l'analisi viene condotta utilizzando la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo (M1), i coefficienti globali sulla resistenza del sistema (R3) sono diversi da zero e distinti per le condizioni statica e sismica, mentre le azioni sono amplificate con i coefficienti del gruppo (A1).
Per la sola verifica di Stabilità Globale, l'analisi viene condotta utilizzando la Combinazione (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 sono quelli associati al gruppo (R2), mentre 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 nei precedenti paragrafi, mentre, quelli da applicare alle resistenze globali (R) del sistema, sono specifici per ogni tipo di verifica e sono riportati nella seguente tabella:

Coefficienti Parziali Resistenze

Cond.	Comb.	Ribalt.	Scorr.	Car.Lim.	St.Glob.	Terr.Valle	Base Pali	Later.Pali
Statica	R1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	R2	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.70	1.45
	R3	1.15	1.10	1.40	1.00	1.40	1.35	1.15
Sismica	R1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	R2	1.00	1.00	1.00	1.20	1.00	1.70	1.45
	R3	1.00	1.00	1.20	1.00	1.20	1.35	1.15

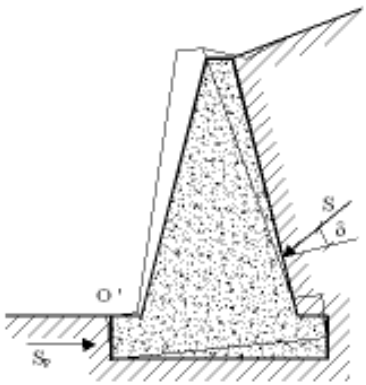
In generale, detto $\mathbf{R_d}$ l'effetto delle azioni resistenti ed $\mathbf{S_d}$ quello delle sollecitanti, per le verifiche di stabilità deve essere verificata la condizione:

$$\mathbf{R_d} > \mathbf{S_d}$$

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

Verifica al Ribaltamento

La verifica al ribaltamento consiste nell'imporre la sicurezza nei confronti della rotazione dell'opera di sostegno attorno al punto più a valle della fondazione, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.
Si ipotizza pertanto che un eventuale ribaltamento dell'opera di contenimento, possa avvenire per rotazione attorno al punto O esterno inferiore della fondazione, come mostrato in figura.
In generale, la spinta complessiva che il terrapieno esercita sul muro è una forza ribaltante, mentre la forza stabilizzante è data dal peso del muro ed, eventualmente, dal peso del terreno sulla fondazione di monte.
Inoltre, se si considera una aliquota della spinta passiva del terreno antistante il muro di sostegno, l'evidenza sperimentale ha dimostrato che la presenza di tale riempimento fa sì che un eventuale meccanismo di rottura, in condizioni dinamiche, si inneschi per rotazione, intorno ad un punto O', riportato in figura, posto ad una quota superiore rispetto alla base del muro.
Il momento stabilizzante $\mathbf{R_d}$ e quello ribaltante $\mathbf{S_d}$ vengono calcolati mediante le seguenti espressioni:



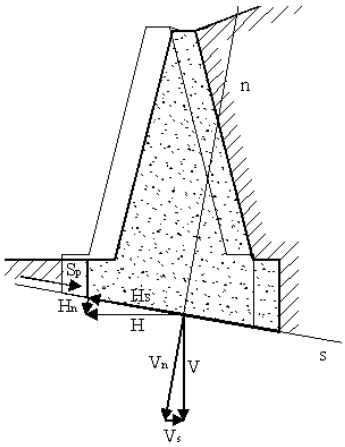
$$R_d = \left(\frac{1}{\gamma_R}\right) \cdot \Sigma \cdot F_v \cdot b \qquad S_d = \Sigma \cdot F_h \cdot h - \Sigma \cdot S_y \cdot d$$

dove:

γ_R	=	**Coefficiente Parziale Resistenza a Ribaltamento**
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**

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.
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 $\mathbf{R_d}$ e l'azione sollecitante $\mathbf{S_d}$ vengono calcolati mediante le seguenti espressioni:



$$R_d = \left(\frac{1}{\gamma_R}\right) \cdot \left[\left(N_y + T_y\right) \cdot \theta + N_x + \alpha \cdot S_p + \beta \cdot c\right] \qquad S_d = T_x$$

dove:

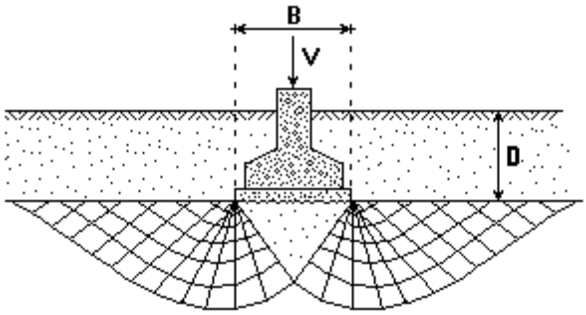
γ_R	=	**Coefficiente Parziale Resistenza allo Scorrimento**
N_x , T_x	=	**Componenti di Sforzo Normale e Taglio in fondazione lungo il piano di scorrimento**
N_y , T_y	=	**Componenti di sforzo Normale e Taglio in fondazione, normali al piano di scorrimento**
θ	=	**Fattore di attrito terreno-fondazione**
α S_p , β c	=	**Frazione di Spinta Passiva e di Coesione**
S_p	=	**Spinta Passiva**

Verifica al Collasso per Carico Limite Terreno

Tale verifica impone che il carico verticale di esercizio trasmesso attraverso la fondazione sul terreno, sia minore, od al più uguale, al carico limite dello stesso.
Il carico limite é valutato secondo l'espressione di Brinch-Hansen, per terreni con attrito e coesione:

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

Il primo termine dell'espressione precedente rappresenta l'effetto del terreno soprastante il piano di posa, di altezza **D** e di peso specifico γ, il secondo rappresenta il contributo dell'eventuale coesione **c** ed il terzo rappresenta l'effetto della larghezza della striscia di carico **B**. Nella formula esposta i parametri **c** e γ si intendono determinati in condizioni drenate e la formula è valida per verifiche a lungo termine di terreni incoerenti, nella condizione, quindi, di sostanziale dissipazione delle sovrappressioni.
I valori di N_q, N_c e N_γ sono i fattori di capacità portante e sono calcolati in funzione dell'angolo d'attrito ϕ :



$$N_q = e^{\pi \cdot tg\varphi} \cdot tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \qquad N_c = \frac{(N_q - 1)}{tg\varphi} \qquad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg\varphi$$

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

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

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg\varphi \cdot (1 - sen\varphi)^2 \cdot k \qquad d_c = 1 + 0.4 \cdot k \qquad d_\gamma = 1$$

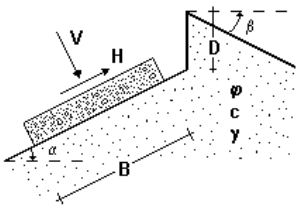
$$b_q = (1 - \alpha \cdot tg\varphi)^2 \qquad b_c = b_q - [(1 - b_q)/(N_c \cdot tg\varphi)] \qquad b_\gamma = b_q$$

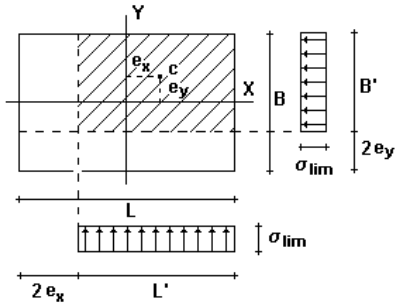
$$g_q = (1 - tg\beta)^2 \cdot \cos\beta \qquad g_c = g_q - [(1 - g_q)/(N_c \cdot tg\varphi)] \qquad g_\gamma = g_q / \cos\beta$$

dove:

L, B, D, α = Lunghezza, Larghezza, Profondità ed Inclinazione fondazione
V, H = Azioni Verticali ed Orizzontali in fondazione
c, γ, ϕ, β = Coesione, Peso Specifico, Angolo d'attrito ed Inclinazione terreno fondazione
k = arctg (D / B) se D > B oppure (D / B) se D ≤ B
m = $(2 + L/B)/(1 + L/B) \cdot \cos^2\theta + (2 + B/L)/(1 + B/L) \cdot sen^2\theta$
Θ = Angolo tra la direzione del carico, proiettato sul piano di fondazione, e la lunghezza L

L'espressione sopra riportata è applicabile in generale a fondazioni rettangolari con pianta molto allungata di lati **L** e **B** con **L > B**. Nel caso di componente orizzontale del carico, nella formula del carico limite si deve usare la quantità ridotta **B' = B - 2e**, avendo indicato con **e** il valore dell'eccentricità.
Nel caso specifico di verifica dei muri di sostegno, si considera un tratto di muro, e quindi di fondazione, di lunghezza unitaria, per cui **L** viene posto pari a 1.





Per terreni puramente coesivi (ϕ **= 0**) e per verifiche di breve termine (**c = c_u**), l'espressione diventa:

$$q_{lim} = \gamma \cdot D \cdot N_q^{\,0} + c_u \cdot N_c^{\,0} \cdot i_c^{\,0} \cdot d_c^{\,0} \cdot b_c^{\,0} \cdot g_c^{\,0} + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma^{\,0}$$

dove:

$$N_q^{\,0} = 1 \qquad N_c^{\,0} = 5.14 \qquad N_\gamma^{\,0} = -2 \cdot \mathrm{sen}\beta$$

$$i_c^{\,0} = 1 - m \cdot H/(Nc^0 \cdot B \cdot L \cdot c_u) \qquad b_c^{\,0} = 1 - 2 \cdot \alpha / 5.14 \qquad g_c^{\,0} = 1 - 2 \cdot \beta / 5.14$$

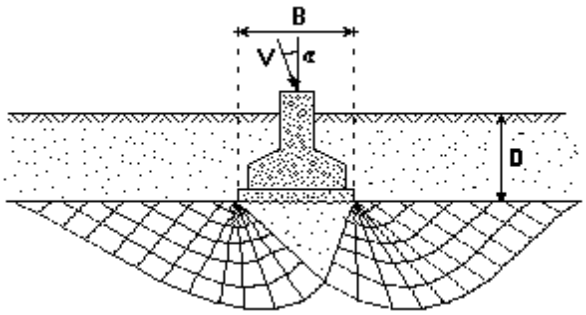
Il coefficiente $d_c^{\,0}$ ha la stessa espressione del caso di terreno con angolo d'attrito non nullo.

La Resistenza al Collasso per Carico Limite (R_d) e l'Azione Sollecitante (S_d) sulla fondazione valgono:

$$R_d = \left(\frac{1}{\gamma_R}\right) \cdot (q_{lim} \cdot B \cdot L) \qquad S_d = \Sigma\, F_v$$

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

Effetti delle azioni sismiche



L'azione del sisma, modellata attraverso un approccio pseudostatico, si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione per l'azione delle forze d'inerzia generate nell'opera in elevazione (effetto inerziale).
Per una scossa sismica, modellata attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti sono esprimibili mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati k_{hk} e k_{hi}.
Gli studi di Meyerhof, relativi al caso di fondazione a pianta rettangolare molto allungata, hanno dimostrato come eccentricità ed inclinazione dei carichi applicati alla fondazione conducano a notevoli riduzioni della pressione limite. In particolare, per effetto del sisma, viene a ridursi soprattutto quella aliquota della pressione limite dovuta alla larghezza della fondazione e al peso specifico del terreno di base (coefficiente N_γ), piuttosto che quella dovuta al peso di tutto il terreno sovrastante il piano di posa (coefficiente N_q).
Pertanto, l'effetto inerziale produce variazioni di tutti i tre coefficienti **N** del carico limite in funzione del coefficiente sismico k_{hi} , mentre l'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_g 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_g in funzione dell'inclinazione Θ, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa, assunto orizzontale. Tale inclinazione, per azioni orizzontali riconducibili esclusivamente all'azione pseudostatica del sisma, vale:

$$\mathrm{tg}\Theta = k_{hi}$$

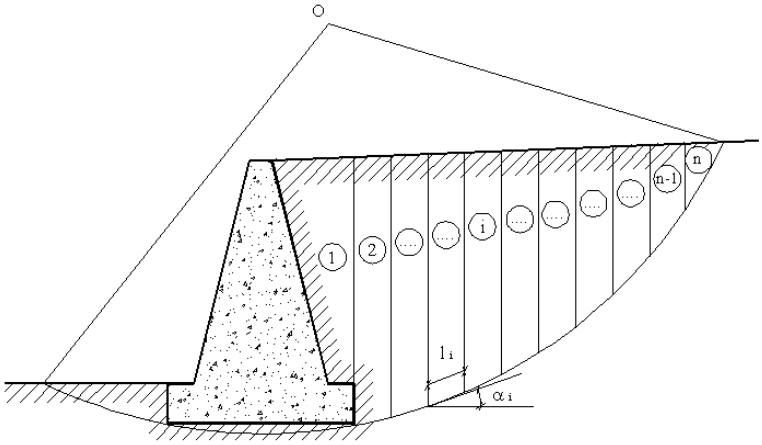
Per tener conto, invece, dell'effetto cinematico, è necessario moltiplicare il coefficiente N_g per il seguente coefficiente correttivo:

$$e_\gamma = \left(\frac{1 - k_{hk}}{\mathrm{tg}\phi}\right)^{0.45}$$

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

Verifica di Stabilità Globale Muro-Terreno

La verifica di stabilità globale dell'opera viene condotta al fine di determinare il grado di sicurezza sia del manufatto, sia del terreno, nei confronti di possibili scorrimenti lungo superfici di rottura passanti al di sotto del piano di appoggio del muro.
La verifica, effettuata ricorrendo ai metodi di calcolo della stabilità dei pendii, consiste nel ricercare, tra le possibili superfici di rottura, quella che presenta il minor coefficiente di sicurezza e nel confrontare le resistenze e le azioni sollecitanti lungo tale superficie. Secondo questi metodi è necessario ipotizzare una superficie di scorrimento del terreno di forma qualsiasi, passante al di sotto del muro e valutare, rispetto al generico polo, i momenti instabilizzanti, generati dalle forze peso, ed i momenti resistenti, generati dalle reazioni del terreno.



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

$$R_d = \left(\frac{1}{\gamma_R}\right) \cdot \left[\Sigma_i \left(c_i \cdot \delta l_i + \left(W_i \cos\alpha_i - u_i \cdot \delta l_i\right) \cdot tg\phi\right)\right]$$

$$S_d = \Sigma_i \, W_i \sin\alpha_i$$

$$\gamma_S = \frac{R_d}{S_d}$$

dove:

R_d = Resistenza al Taglio [daN]
S_d = Taglio Sollecitante [daN]
γ_S = Coefficiente di sicurezza nei confronti della verifica
γ_R = Coefficiente parziale sulle resistenze per la verifica
c, ϕ = Coesione e Angolo di attrito interno del terreno
δl_i , W_i , α_i = Larghezza, Peso e Inclinazione della base, per il concio elementare
u_i = Pressione idrostatica sul concio elementare

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

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

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.

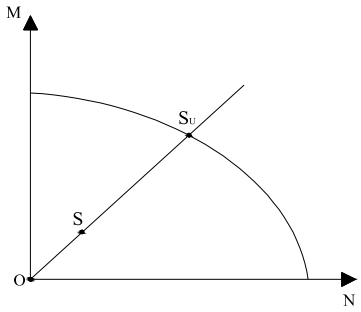
Verifiche di Resistenza Strutturale

Nel presente capitolo si riportano le basi teoriche relative al dimensionamento e alla verifica delle armature.
Per tutti gli elementi costituenti i muri di sostegno in c.a. è necessario effettuare le verifiche di resistenza strutturale, nei confronti degli Stati Limite Ultimi, che comportano la rottura delle sezioni soggette a flessione composta e taglio.
Il valore di progetto della generica proprietà $\mathbf{f_d}$ del materiale è ottenuto riducendo il valore caratteristico $\mathbf{f_k}$ per il coefficiente parziale del materiale γ_M **($f_d = f_k / \gamma_M$).**
I Fattori di Sicurezza parziali dei materiali sono i seguenti:

Fattore di Sicurezza Calcestruzzo (γ_c)	1.50
Fattore di Sicurezza Acciaio (γ_s)	1.15

Il metodo di calcolo utilizzato, per il progetto delle armature e la verifica di resistenza delle opere in c.a. ordinario, è quello semiprobabilistico allo Stato Limite Ultimo, con le ipotesi fondamentali di complanarità della sezione, con resistenza nulla del calcestruzzo teso e con i moduli elastici dei materiali costanti.
Come legami costitutivi σ-ε dei materiali vengono utilizzati legami di tipo non lineare, in accordo con le indicazioni contenute nella normativa NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019).

Criteri di Verifica



La verifica allo Stato Limite Ultimo, per la coppia di sollecitazioni costituita da Sforzo Normale e Momento Flettente (N, M) condotta costruendo, per ogni elemento strutturale del muro di sostegno, un dominio di resistenza piano, fissando un diagramma limite di deformazione e risalendo alle tensioni corrispondenti, tramite i legami costitutivi non lineari, ottenendo lo stato di sollecitazione ultima, il massimo sopportabile, e valutare se lo stato della sollecitazione di calcolo è interno al dominio.
Noto il dominio di resistenza del generico elemento e detto **S** il generico stato di sollecitazione a cui esso è sottoposto, è possibile determinare lo stato di sollecitazione ultimo $\mathbf{S_U}$ "prolungando" il vettore (O, S), lungo la sua stessa direzione, dal punto **S**, fino ad intersecare la curva del dominio di rottura. Il rapporto tra i segmenti $(O,S_U)/(O,S)$ rappresenta il coefficiente di sicurezza per l'elemento verificato nella condizione in esame.
Nel caso del Taglio, la verifica risulta ancora più semplice, poichè la sollecitazione agisce lungo una sola direzione ed è quindi possibile determinare il coefficiente di sicurezza come semplice rapporto tra il Taglio resistente e quello sollecitante.
Si considera, pertanto, il problema della flessione composta disaccoppiato da quello del taglio, determinando, separatamente, i corrispondenti coefficienti di sicurezza per ciascun elemento soggetto alle suddette sollecitazioni.

Criteri di Dimensionamento Armature

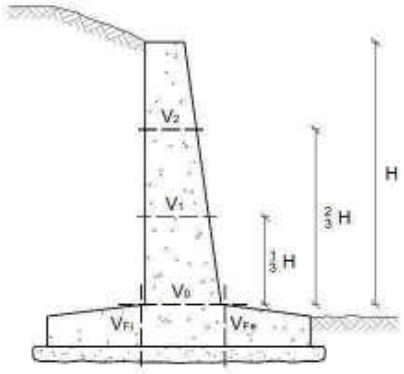
Le aree necessarie di ferro vengono calcolate mediante formule dirette di semiprogetto. Vengono, quindi, disposte le armature utilizzando le aree commerciali relative ai tondini scelti, soddisfacendo anche i minimi imposti dalle norme che quelli imposti dalle specifiche di progetto adottate. Infine, le verifiche degli elementi strutturali vengono effettuate considerando l'effettiva armatura disposta.

Verifiche Armature

Facendo riferimento alle combinazioni precedentemente definite, per ogni muro del progetto vengono successivamente riportati in tabella:

Verifica = Descrizione dell'elemento considerato per la verifica
h = Altezza della sezione oggetto di verifica [cm]
M, N, T = Momento Flettente [daNm], Sforzo Normale e Sforzo Tagliante [daN]
A_s , A'_s = Area Ferri di Armatura in zona tesa e in zona compressa [cm^2]
c, c' = Copriferro in zona tesa e in zona compressa [cm]
λ = Coefficiente minimo di sicurezza
E = Esito della Verifica: "V" se risulta verificato e "X" se non verificato

Le verifiche vengono condotte con riferimento alle sezioni, per unità di lunghezza, degli elementi strutturali di seguito elencati e rappresentati nel successivo schema grafico:



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

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio servono a garantire che la struttura, durante la sua vita utile, resista alle azioni a cui è sottoposta, mantenendo integra la sua funzionalità ed il suo aspetto estetico.
Per questa tipologia di verifiche viene fatto riferimento ai valori caratteristici sia delle azioni che delle resistenze del terreno e dei materiali da costruzione.
Per ciascuna sezione di muro, si riportano nelle specifiche tabelle, i valori caratteristici delle spinte e delle forze agenti di seguito riportati:

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

Per i muri in c.a. occorre considerare tutte quelle situazioni di normale impiego, che possono comportare un rapido deterioramento della struttura, limitando tensioni e deformazioni e controllando lo stato fessurativo del calcestruzzo.Si possono identificare tre diversi stati limite di esercizio per l'opera, a cui corrispondono le rispettive verifiche:

Verifiche di Tensione
Verifiche di Deformazione
Verifiche di Fessurazione

Verifiche di Tensione

La verifica delle tensioni di esercizio consente di controllare le tensioni di lavoro massime nel calcestruzzo e nell'acciaio, in modo da evitare i fenomeni fessurativi nel calcestruzzo e lo snervamento dell'acciaio. E' necessario, pertanto, verificare che le tensioni di lavoro massime, σ_c nel calcestruzzo compresso e σ_f nell'acciaio teso, rispettino le seguenti condizioni:

$\sigma_{c,max} \le 0.60 \cdot f_{ck}$ **per Combinazione Rara**
$\sigma_{c,max} \le 0.45 \cdot f_{ck}$ **per Combinazione Quasi-Permanente**
$\sigma_{s,max} \le 0.80 \cdot f_{yk}$ **per Combinazione Rara e Quasi-Permanente**

Nel caso specifico di muri di sostegno, si assumono unitari i coefficienti di combinazione ψ_0, ψ_1 e ψ_2, quindi le combinazioni Rara e Quasi-Permanente, di fatto, coincidono.
Pertanto, la verifica delle tensioni di esercizio viene effettuata con riferimento alla sola combinazione Quasi-Permanente, essendo previsto per essa l'utilizzo di tensioni di lavoro massime dei materiali più restrittive.

Per ogni muro del progetto vengono successivamente riportati in tabella:

Verifica = Descrizione dell'elemento considerato per la verifica
M, N = Momento Flettente [daNm] e Sforzo Normale [daN]
σ_c, σ_s = Tensione Max di lavoro del Calcestruzzo e dell'Acciaio [daN/cm^2]
λ_c , λ_s = Coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto tra la tensione limite e la massima tensione di lavoro del Calcestruzzo e dell'Acciaio
E = Esito della Verifica: "V" se risulta verificato e "X" se non verificato

Le verifiche vengono condotte con riferimento ai medesimi elementi strutturali oggetto delle verifiche di resistenza strutturale.

Verifiche di Deformazione

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

Cedimenti in Fondazione

Per il calcolo dei cedimenti che il terreno potrebbe subire a causa dell'aumento di carico, si segue il Metodo Edometrico, considerando strati di spessore pari ad 1 metro, fino alla profondità in cui l'incremento di carico

dovuto alla struttura è minore del 20% del carico lisostatico preesistente. Per il calcolo del cedimento si adotta la seguente espressione:

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

dove, per ogni strato:

$\Delta\sigma_i$ = **Variazione Pressione del terreno**
Δz_i = **Spessore Strato di terreno**
E_i = **Modulo Elastico del terreno**

Per ogni muro del presente progetto, nelle successive tabelle specifiche, vengono riportati, riferiti a ciascuna sezione, i Cedimenti Elastici in Fondazione, espressi in cm.

Verifiche di Fessurazione

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

Le verifiche di fessurazione prevedono il controllo dei successivi stati limite, definiti come:

- **Stato limite di decompressione**
  in cui la tensione normale è ovunque di compressione
- **Stato limite di formazione delle fessure**
  in cui il calcestruzzo raggiunge la massima tensione di fessurazione, in corrispondenza della quale, si ha la formazione della prima fessura
- **Stato limite di apertura delle fessure**
  in cui l'ampiezza della fessura raggiunge il valore nominale massimo, definito in base alle caratteristiche ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione

Si ha formazione delle fessure quando la tensione di trazione del calcestruzzo, nella fibra più sollecitata, (calcolata in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata) raggiunge il valore limite:

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

essendo f_{ctm} la resistenza media a trazione del calcestruzzo.

Una volta innescata la fessurazione è necessario valutare l'ampiezza delle fessure, in funzione delle deformazioni medie dell'armatura tesa e della distanza media tra le fessure stesse.

Il valore limite di apertura delle fessure, invece, può assumere, in accordo con la normativa NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019), uno dei tre valori seguenti:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm} \qquad w_2 = 0.3 \text{ mm} \qquad w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

La scelta del valore limite deve essere fissato compatibilmente con le condizioni ambientali e con il grado di sensibilità delle armature alla corrosione ed in funzione della combinazione di carico considerata, come riportato nella seguente tabella:

Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
		Sensibile		Poco sensibile	
		Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\le w_2$	ap. fessure	$\le w_3$
	quasi permanente	ap. fessure	$\le w_1$	ap. fessure	$\le w_2$
Aggressive	frequente	ap. fessure	$\le w_1$	ap. fessure	$\le w_2$
	quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\le w_1$
Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\le w_1$
	quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\le w_1$

Stante i limiti sopra esposti, la verifica dell'ampiezza della fessura viene condotta, senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, ad un massimo, che è correlato al diametro delle barre e alla loro spaziatura, come riportato nei prospetti seguenti.

Tensione nell'acciaio [MPa]	Diametro massimo delle barre [mm]		
	w_1 = 0,2 mm	w_2 = 0,3 mm	w_3 = 0,4 mm
160	25	32	40
200	16	25	32
240	12	16	20
280	8	12	16
320	6	10	12
360	-	8	10

Tensione nell'acciaio [MPa]	Spaziatura massima delle barre [mm]		
	w_1 = 0,2 mm	w_2 = 0,3 mm	w_3 = 0,4 mm
160	200	300	300
200	150	250	300
240	100	200	250
280	50	150	200
320	-	100	150
360	-	50	100

Diametri e Spaziatura massimi barre per controllo fessurazione

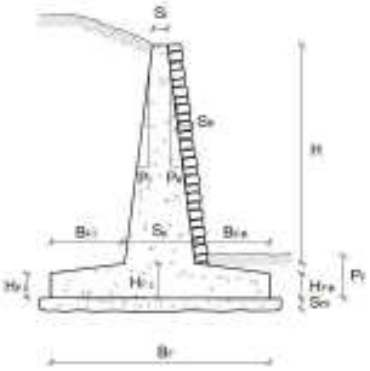
Per ogni muro del progetto vengono successivamente riportati in tabella:

Verifica = Descrizione dell'elemento considerato per la verifica
M, N = Momento Flettente [daNm] e Sforzo Normale [daN]
σ_s , $\sigma_{s,\,lim}$ = Tensione Max di lavoro e Limite dell'Acciaio [daN/cm^2]
λ = Coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto tra la tensione limite e la massima tensione di lavoro dell'Acciaio ($\sigma_{s,lim}$ / σ_s)
E = Esito della Verifica: "V" se risulta verificato e "X" se non verificato

Dati ed Esito Verifiche

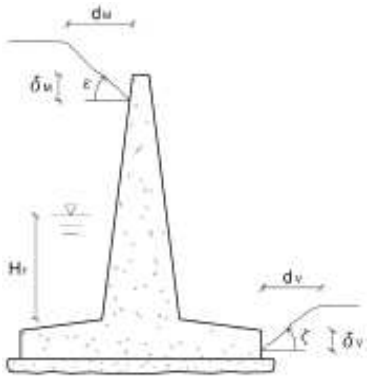
Di seguito vengono riportati i dati geometrici, le azioni ed i valori di spinta agenti, nonché i risultati delle verifiche geotecniche e strutturali.
I dati, riferiti a ciascuna sezione di muro, sono rappresentati graficamente mediante il disegno dell'opera, nonché esplicitati numericamente in forma tabellare, come successivamente descritto.

Geometria Elevazione e Fondazione



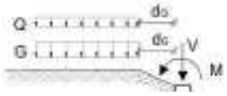
H = Altezza della Parete del Muro [cm]
S_t , S_p = Spessore del Muro in Testa e al Piede della Parete [cm]
P_e , P_i = Pendenza della Parete Esterna ed Interna [%]
S_R , γ_R = Spessore [cm] e Peso Specifico [daN/m^3] dell'eventuale Strato di Rivestimento
B_F = Larghezza totale della Fondazione [cm]
H_{Fc} = Altezza della Fondazione in corrispondenza della sezione centrale [cm]
H_{Fe} , B_{Fe} = Altezza e Larghezza della Mensola Esterna di Fondazione [cm]
H_{Fi} , B_{Fi} = Altezza e Larghezza della Mensola Interna di Fondazione [cm]
P_F = Profondità del Piano di Fondazione [cm]
S_m = Spessore dello Strato di Magrone [cm]

Geometria Terreno



ε = Angolo di Inclinazione del Terreno lato Monte del Muro [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]

Valori caratteristici dei Carichi



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 [daNm]

Spinte e Forze

Nell'ambito delle verifiche secondo il Metodo agli Stati Limite, per poter definire i livelli di sicurezza attesi è necessario definire, nella fase preliminare del progetto, la relativa Classe d'Uso.
L'opera in esame risulta essere di **Classe II**, in funzione delle possibili conseguenze di una interruzione di operatività, o eventuale collasso. Inoltre, in base al numero di anni di utilizzo previsto, si definisce una **Vita Nominale di progetto** pari a **50 anni**.
Per le verifiche geotecniche e strutturali, occorre inoltre considerare i valori di progetto dei parametri di resistenza del terreno e delle azioni, calcolati, partendo dai valori caratteristici, secondo gli approcci indicati nel precedente capitolo.

Per il muro in esame, vengono riportati i valori rappresentativi del sistema di forze agenti, per effetto delle quali sono 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 Capitolo di pertinenza.
Ai fini della definizione delle azioni sismiche, il sito in cui è ubicato il progetto in esame, con riferimento alla caratterizzazione topografica e in base alle caratteristiche orografiche, è classificabile come appartenente alla Categoria T1. La Pericolosità sismica di base viene determinata partendo dalle coordinate geografiche del sito in esame, ovvero Latitudine e Longitudine, rispettivamente pari a 40.73100 e 8.55200, 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 utili per la caratterizzazione sismica, che vengono di seguito riportati in tabella:

Tipo di Spettro	SLV	SLD	SLO	SLC
Accelerazione max al suolo (a_g/g)	0.050	0.024	0.019	0.060
Categoria Sottosuolo	B	B	B	B
Fattore Stratigrafico (S_S)	1.200	1.200	1.200	1.200
Fattore Topografico (S_T)	1.000	1.000	1.000	1.000
Coefficiente di riduzione accelerazione max al suolo (β_m)	0.380	0.470	0.470	0.380
Coefficiente sismico orizzontale (k_h)	0.023	0.013	0.011	0.028
Coefficiente sismico verticale (k_v)	0.011	0.007	0.005	0.014
Periodo di ritorno dell'azione sismica (T_r)	474.561	50.289	30.107	974.786
Fattore di amplificazione spettrale (F_o)	2.884	2.672	2.610	2.976
Periodo all'inizio del tratto a velocità costante (T_c)	0.340	0.296	0.273	0.372

Ai fini della valutazione delle forze agenti, si è tenuto conto dei seguenti parametri di elaborazione, la cui entità incide sulle verifiche di stabilità e sulla valutazione delle spinte del terreno:

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

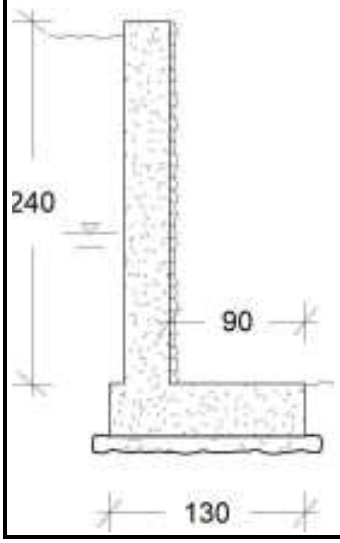
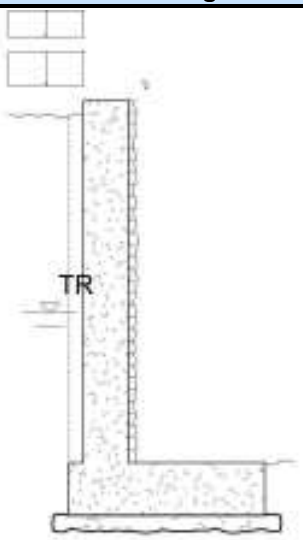
I suddetti parametri sono considerati nel calcolo secondo il contributo percentuale seguente:

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

I contributi delle spinte e delle forze agenti per ogni combinazione di carico adottata, riferiti a ciascuna sezione di muro, sono successivamente richiamati in specifiche tabelle che riportano i seguenti valori:

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

Muro 1

Disegno Geometria	Disegno Terreno e Azioni
	

Dati Muro

Si riportano di seguito i dati relativi alla geometria del muro e del terreno e ad eventuali azioni agenti.

Dati Geometria Elevazione

Parete	
Altezza (H) [cm]	240
Spessore in Testa (S_t) [cm]	30
Spessore al Piede (S_p) [cm]	30
Pendenza Esterna (P_e) [%]	0
Pendenza Interna (P_i) [%]	0
Rivestimento Esterno	
Spessore (S_R) [cm]	4
Peso Specifico (γ_R) [daN/m^3]	2000

Dati Geometria Fondazione

Larghezza (B_F) [cm]	130
Altezza Centrale (H_{Fc}) [cm]	35
Larghezza Mensola Esterna (B_{Fe}) [cm]	90
Larghezza Mensola Interna (B_{Fi}) [cm]	10
Profondità Mensola Esterna (P_F) [cm]	35
Spessore Strato Magrone (S_m) [cm]	10

Dati ed Esito Verifiche

Dati Terreno

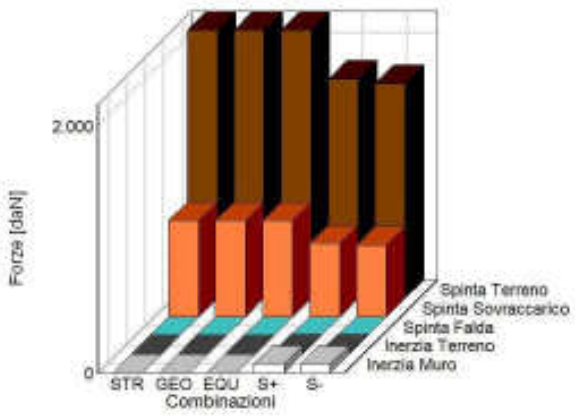
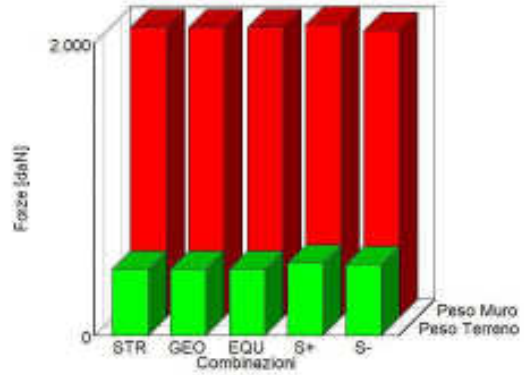
Angolo di Inclinazione a Monte (ε) [grd]	0
Abbassamento a Monte (δ_M) [cm]	10
Angolo di Inclinazione a Valle (ζ) [grd]	0
Abbassamento a Valle (δ_V) [cm]	0
Altezza della Falda (H_f) [cm]	100

Dati Azioni

Momento Flettente in Testa (M) [daNm]	120
Carico Permanente	
Intensità (G) [daN/m]	450
Distanza dalla Testa del Muro (d_G) [cm]	0
Carico Variabile	
Intensità (Q) [daN/m]	350
Distanza dalla Testa del Muro (d_Q) [cm]	0

Spinte e Forze sul Muro

Si riportano di seguito i diagrammi e i valori delle spinte e forze agenti sul muro, necessari a condurre le verifiche di stabilità geotecnica e quelle strutturali.

Spinte	Pesi
	

Spinte e Forze

Comb.	K_a	K_p	S_a	S_c	S_q	S_w	S_{ws}	S_p	S_{pm}	W_M	F_{iM}	W_T	F_{iT}	W_F	F_{iF}
STR	0.26	3.39	2172	0	777	0	--	373	37	1991	--	459	--	1137	--
GEO	0.26	3.39	2172	0	777	0	--	373	37	1991	--	459	--	1137	--
S+	0.28	7.93	1775	--	595	0	0	882	88	2014	45	499	11	1150	25
S-	0.28	7.92	1737	--	582	0	0	862	86	1969	45	488	11	1124	25

Verifiche di Stabilità

Si riporta l'esito delle verifiche di stabilità geotecnica condotte per il muro in esame, secondo le relative basi teoriche riportate al capitolo di pertinenza.

Risultati Verifiche al Ribaltamento e allo Scorrimento

Ribaltamento (/m)					Scorrimento (/m)				
Comb.	R_d	S_d	γ_s	E	Comb.	R_d	S_d	γ_s	E
GEO	2960	1668	1.77	V	GEO	3362	2699	1.25	V
S+	3487	1395	2.50	V	S+	3607	2193	1.64	V
S-	3409	1370	2.49	V	S-	3541	2146	1.65	V

Risultati Verifica al Collasso per Carico Limite Terreno

Comb	B	N_q	N_c	N_γ	i_q	i_c	i_γ	d_q	d_c	d_γ	b_q	b_c	b_γ	g_q	g_c	g_γ	R_d	S_d	γ_s	E
GEO	0.97	26.09	38.64	35.19	0.39	0.37	0.25	1.10	1.14	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	21366	5822	3.67	V
S+	0.91	26.09	38.64	35.19	0.38	0.36	0.24	1.10	1.15	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	22468	4552	4.94	V
S-	0.91	26.09	38.64	35.19	0.38	0.36	0.24	1.10	1.15	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	22475	4451	5.05	V

Dati ed Esito Verifiche

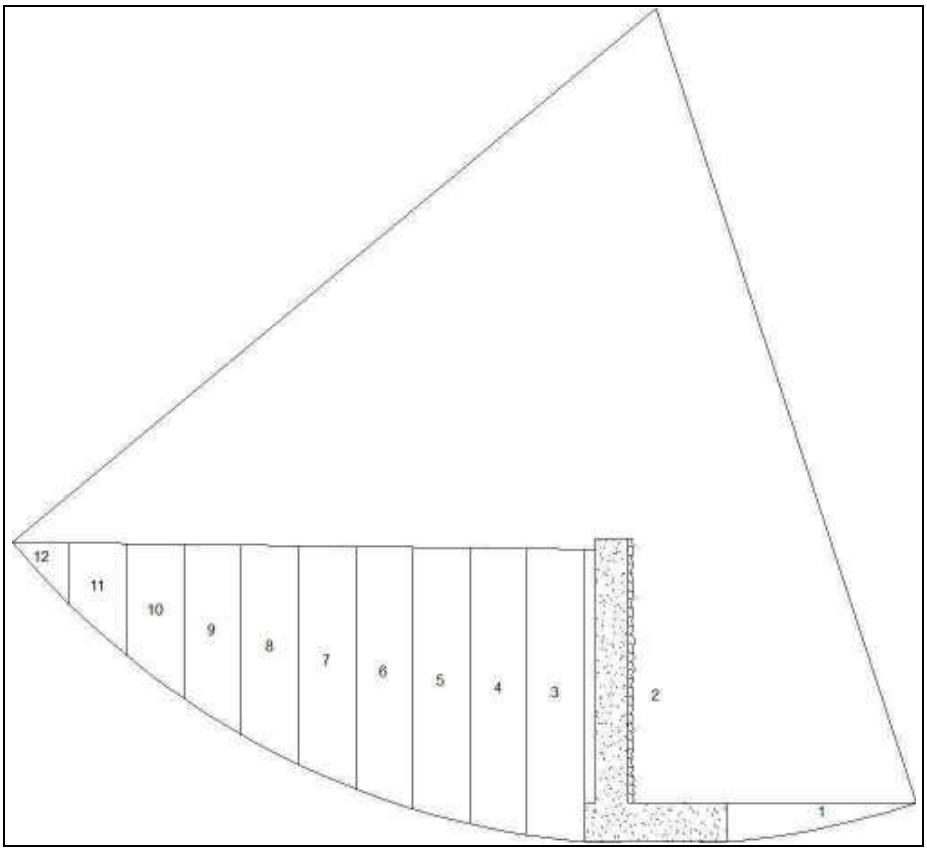
Risultati Verifica di Stabilità Globale

Comb.	R_d	S_d	γ_s	E
GEO	16711	6767	2.47	V
S+	20055	7545	2.66	V
S-	20000	7545	2.65	V

Dati Pendio

Numero dei conci	12
Larghezza dei conci [m]	0.52
Raggio cerchio critico [m]	7.58
Lunghezza arco cerchio critico [m]	6.67

Concio N.	H_i	δl_i	$c\delta l_i$	W_i	α_i	N_i	hw_i	U_i	T_i	S_i
1	0.18	1.12	1122	335	-18.17	318	0.00	0	259	-104
2	2.75	1.30	1300	4693	0.00	4693	0.00	0	3810	0
3	2.70	0.52	522	2751	6.89	2732	0.00	0	2218	330
4	2.61	0.53	528	2676	10.87	2628	0.00	0	2133	504
5	2.50	0.54	537	2565	14.89	2479	0.00	0	2011	659
6	2.34	0.55	548	2417	19.00	2285	0.00	0	1855	786
7	2.14	0.56	564	2230	23.21	2049	0.00	0	1664	878
8	1.89	0.59	585	2000	27.55	1773	0.00	0	1439	925
9	1.59	0.61	612	1722	32.07	1459	0.00	0	1184	914
10	1.24	0.65	648	1389	36.84	1112	0.00	0	903	833
11	0.81	0.70	697	991	41.92	737	0.00	0	599	662
12	0.30	0.77	767	511	47.44	346	0.00	0	280	377



Verifiche di Resistenza Strutturale

Si riporta l'esito delle verifiche di resistenza condotte per il muro in esame, secondo le relative basi teoriche riportate nel capitolo di pertinenza.

Verifica Armature

Verifica	h	M	N	c	A_s	c'	A'_s	λ	T	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	35	0	0	3.0	4.52	3.0	4.52	99.99	0	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	35	0	0	3.0	4.52	3.0	4.52	99.99	0	V
Parete al Piede (V0)	30	0	0	3.0	4.52	3.0	4.52	99.99	0	V
Parete ad 1/3 H (V1)	30	0	0	3.0	4.52	3.0	4.52	99.99	0	V
Parete a 2/3 H (V2)	30	0	0	3.0	4.52	3.0	4.52	99.99	0	V

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

Si riporta l'esito delle verifiche condotte per il muro in esame, secondo le relative basi teoriche riportate nel capitolo di pertinenza.

Spinte e Forze sul Muro

S_a	S_c	S_q	S_w	S_p	S_{pm}	W_M	W_T	W_F
1671	--	560	0	373	37	1991	494	1137

Verifiche di Tensione

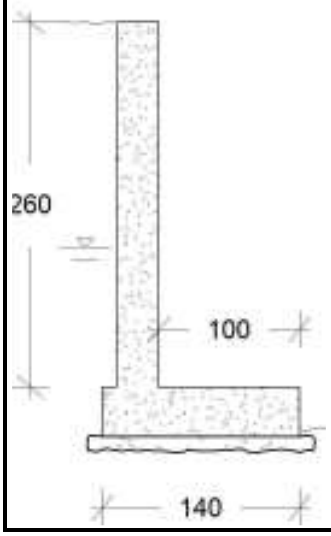
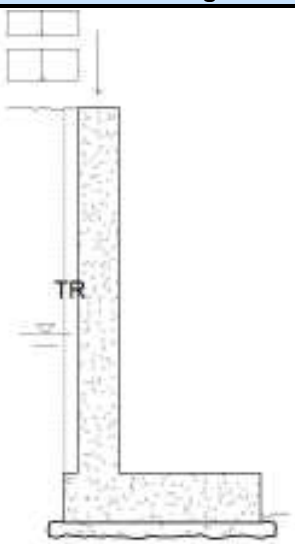
Verifica	M	N	σ_c	σ_s	λ_c	λ_s	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	0	0	0	0	–	--	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	0	0	0	0	–	--	V
Parete al Piede (V0)	0	0	0	0	–	--	V
Parete ad 1/3 H (V1)	0	0	0	0	–	--	V
Parete a 2/3 H (V2)	0	0	0	0	–	--	V

Verifiche di Fessurazione

Verifica	M	N	σ_s	$\sigma_{s,\,lim}$	λ	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	0	0	0	2400	--	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	0	0	0	2400	--	V
Parete al Piede (V0)	0	0	0	2400	--	V
Parete ad 1/3 H (V1)	0	0	0	2400	--	V
Parete a 2/3 H (V2)	0	0	0	2400	--	V

Riguardo alle verifiche di deformazione, per il muro in esame, il valore massimo del Cedimento Elastico in Fondazione è pari a **0.08 cm** .

Muro 2

Disegno Geometria	Disegno Terreno e Azioni
	

Dati Muro

Si riportano di seguito i dati relativi alla geometria del muro e del terreno e ad eventuali azioni agenti.

Dati Geometria Elevazione

Parete	
Altezza (H) [cm]	260
Spessore in Testa (S_t) [cm]	30
Spessore al Piede (S_p) [cm]	30
Pendenza Esterna (P_e) [%]	0
Pendenza Interna (P_i) [%]	0

Dati Geometria Fondazione

Larghezza (B_F) [cm]	140
Altezza Centrale (H_{Fc}) [cm]	35
Larghezza Mensola Esterna (B_{Fe}) [cm]	100
Larghezza Mensola Interna (B_{Fi}) [cm]	10
Profondità Mensola Esterna (P_F) [cm]	5
Spessore Strato Magrone (S_m) [cm]	10

Dati Terreno

Angolo di Inclinazione a Monte (ε) [grd]	0
Angolo di Inclinazione a Valle (ζ) [grd]	0
Abbassamento a Valle (δ_V) [cm]	-30
Altezza della Falda (H_f) [cm]	100

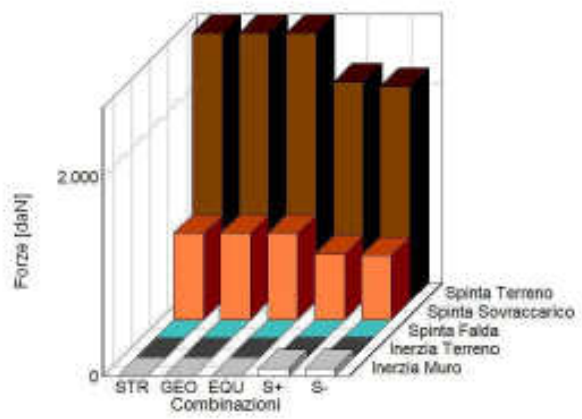
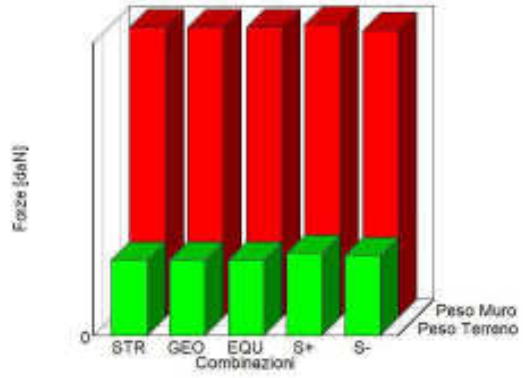
Dati ed Esito Verifiche

Dati Azioni

Forza Verticale in Testa (V) [daN]	900
Carico Permanente	
Intensità (G) [daN/m]	450
Distanza dalla Testa del Muro (d_G) [cm]	0
Carico Variabile	
Intensità (Q) [daN/m]	350
Distanza dalla Testa del Muro (d_Q) [cm]	0

Spinte e Forze sul Muro

Si riportano di seguito i diagrammi e i valori delle spinte e forze agenti sul muro, necessari a condurre le verifiche di stabilità geotecnica e quelle strutturali.

Spinte	Pesi
	

Spinte e Forze

Comb.	K_a	K_p	S_a	S_c	S_q	S_w	S_{ws}	S_p	S_{pm}	W_M	F_{iM}	W_T	F_{iT}	W_F	F_{iF}
STR	0.26	3.39	2692	0	865	0	--	7	0	1950	--	513	--	1225	--
GEO	0.26	3.39	2692	0	865	0	--	7	0	1950	--	513	--	1225	--
S+	0.28	7.93	2199	--	662	0	0	18	1	1972	44	554	12	1238	27
S-	0.28	7.92	2152	--	648	0	0	17	1	1927	44	541	12	1211	27

Verifiche di Stabilità

Si riporta l'esito delle verifiche di stabilità geotecnica condotte per il muro in esame, secondo le relative basi teoriche riportate al capitolo di pertinenza.

Risultati Verifiche al Ribaltamento e allo Scorrimento

Ribaltamento (/m)					Scorrimento (/m)				
Comb.	R_d	S_d	γ_s	E	Comb.	R_d	S_d	γ_s	E
GEO	4467	1879	2.38	V	GEO	4291	3299	1.30	V
S+	4918	1595	3.08	V	S+	4426	2737	1.62	V
S-	4831	1563	3.09	V	S-	4356	2680	1.63	V

Risultati Verifica al Collasso per Carico Limite Terreno

Comb	B	N_q	N_c	N_γ	i_q	i_c	i_γ	d_q	d_c	d_γ	b_q	b_c	b_γ	g_q	g_c	g_γ	R_d	S_d	γ_s	E
GEO	1.22	26.09	38.64	35.19	0.41	0.39	0.26	1.01	1.02	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	22958	7350	3.12	V
S+	1.15	26.09	38.64	35.19	0.40	0.38	0.26	1.01	1.02	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	24264	5737	4.23	V
S-	1.16	26.09	38.64	35.19	0.41	0.38	0.26	1.01	1.02	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	24577	5629	4.37	V

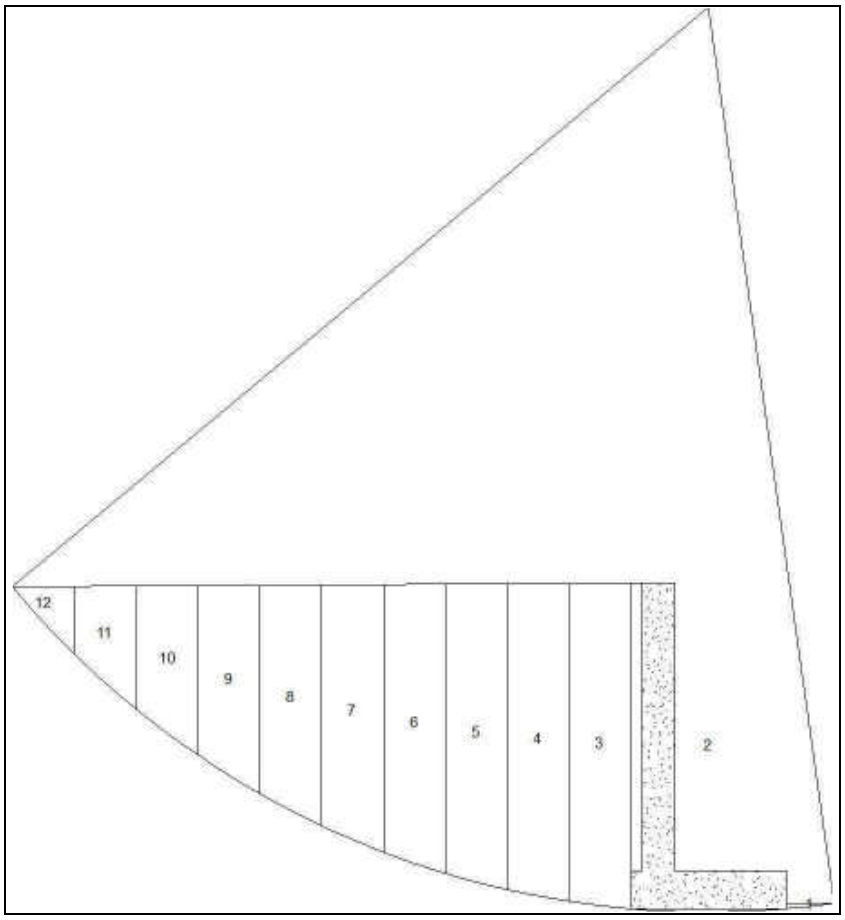
Risultati Verifica di Stabilità Globale

Comb.	R_d	S_d	γ_s	E
GEO	18045	7835	2.30	V
S+	21653	8671	2.50	V
S-	21595	8671	2.49	V

Dati Pendio

Numero dei conci	12
Larghezza dei conci [m]	0.56
Raggio cerchio critico [m]	8.18
Lunghezza arco cerchio critico [m]	7.17

Concio N.	H_i	δl_i	$c\delta l_i$	W_i	α_i	N_i	hw_i	U_i	T_i	S_i
1	0.03	0.17	165	7	-17.53	6	0.00	0	5	-2
2	2.95	1.40	1399	6191	0.00	6191	0.00	0	5025	0
3	2.89	0.56	563	3160	6.88	3137	0.00	0	2546	378
4	2.80	0.57	569	3072	10.84	3017	0.00	0	2449	577
5	2.68	0.58	578	2944	14.86	2846	0.00	0	2310	754
6	2.51	0.59	590	2773	18.95	2623	0.00	0	2129	900
7	2.29	0.61	607	2557	23.15	2351	0.00	0	1908	1005
8	2.03	0.63	630	2291	27.48	2032	0.00	0	1650	1057
9	1.71	0.66	659	1969	31.99	1670	0.00	0	1356	1043
10	1.33	0.70	697	1585	36.73	1270	0.00	0	1031	948
11	0.87	0.75	749	1125	41.79	839	0.00	0	681	750
12	0.32	0.82	824	572	47.29	388	0.00	0	315	420



Verifiche di Resistenza Strutturale

Si riporta l'esito delle verifiche di resistenza condotte per il muro in esame, secondo le relative basi teoriche riportate nel capitolo di pertinenza.

Verifica Armature

Verifica	h	M	N	c	A_s	c'	A'_s	λ	T	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	35	0	0	3.0	4.52	3.0	4.52	99.99	0	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	35	0	0	3.0	4.52	3.0	4.52	99.99	0	V
Parete al Piede (V0)	30	0	0	3.0	4.52	3.0	4.52	99.99	0	V
Parete ad 1/3 H (V1)	30	0	0	3.0	4.52	3.0	4.52	99.99	0	V
Parete a 2/3 H (V2)	30	0	0	3.0	4.52	3.0	4.52	99.99	0	V

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

Si riporta l'esito delle verifiche condotte per il muro in esame, secondo le relative basi teoriche riportate nel capitolo di pertinenza.

Spinte e Forze sul Muro

S_a	S_c	S_q	S_w	S_p	S_{pm}	W_M	W_T	W_F
2071	--	624	0	7	0	1950	548	1225

Verifiche di Tensione

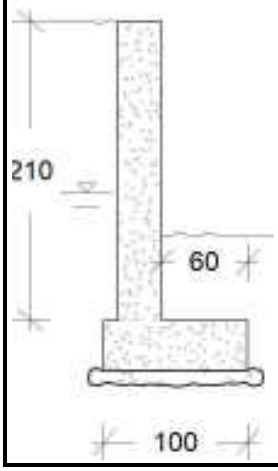
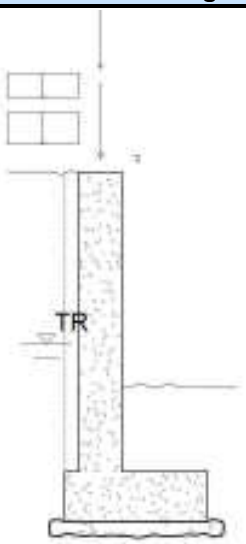
Verifica	M	N	σ_c	σ_s	λ_c	λ_s	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	0	0	0	0	–	--	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	0	0	0	0	–	--	V
Parete al Piede (V0)	0	0	0	0	–	--	V
Parete ad 1/3 H (V1)	0	0	0	0	–	--	V
Parete a 2/3 H (V2)	0	0	0	0	–	--	V

Verifiche di Fessurazione

Verifica	M	N	σ_s	$\sigma_{s,\,lim}$	λ	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	0	0	0	2400	--	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	0	0	0	2400	--	V
Parete al Piede (V0)	0	0	0	2400	--	V
Parete ad 1/3 H (V1)	0	0	0	2400	--	V
Parete a 2/3 H (V2)	0	0	0	2400	--	V

Riguardo alle verifiche di deformazione, per il muro in esame, il valore massimo del Cedimento Elastico in Fondazione è pari a **0.10 cm** .

Muro 3

Disegno Geometria	Disegno Terreno e Azioni
	

Dati Muro

Si riportano di seguito i dati relativi alla geometria del muro e del terreno e ad eventuali azioni agenti.

Dati Geometria Elevazione

Parete	
Altezza (H) [cm]	210
Spessore in Testa (S_t) [cm]	30
Spessore al Piede (S_p) [cm]	30
Pendenza Esterna (P_e) [%]	0
Pendenza Interna (P_i) [%]	0

Dati Geometria Fondazione

Larghezza (B_F) [cm]	100
Altezza Centrale (H_{Fc}) [cm]	35
Larghezza Mensola Esterna (B_{Fe}) [cm]	60
Larghezza Mensola Interna (B_{Fi}) [cm]	10
Profondità Mensola Esterna (P_F) [cm]	95
Spessore Strato Magrone (S_m) [cm]	10

Dati Terreno

Angolo di Inclinazione a Monte (ε) [grd]	0
Angolo di Inclinazione a Valle (ζ) [grd]	0
Abbassamento a Valle (δ_V) [cm]	60
Altezza della Falda (H_f) [cm]	90

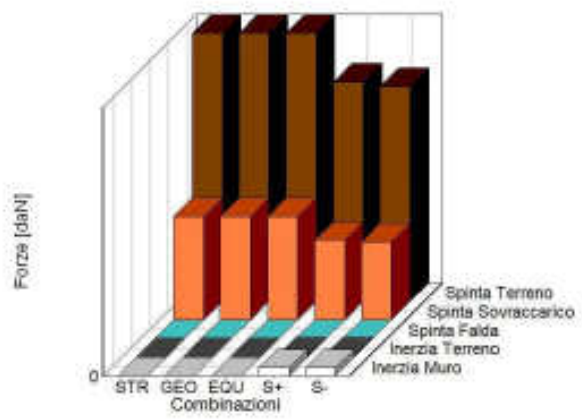
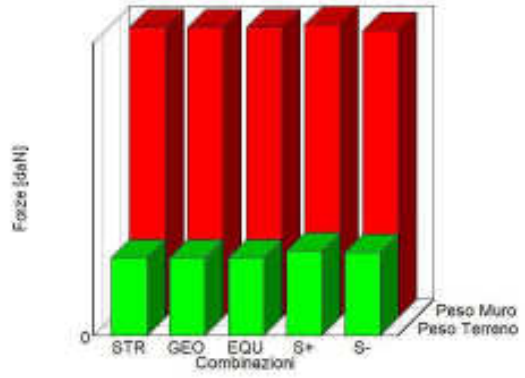
Dati ed Esito Verifiche

Dati Azioni

Forza Verticale in Testa (V) [daN]	1880
Momento Flettente in Testa (M) [daNm]	120
Carico Permanente	
Intensità (G) [daN/m]	450
Distanza dalla Testa del Muro (d_G) [cm]	0
Carico Variabile	
Intensità (Q) [daN/m]	350
Distanza dalla Testa del Muro (d_Q) [cm]	0

Spinte e Forze sul Muro

Si riportano di seguito i diagrammi e i valori delle spinte e forze agenti sul muro, necessari a condurre le verifiche di stabilità geotecnica e quelle strutturali.

Spinte	Pesi
	

Spinte e Forze

Comb.	K_a	K_p	S_a	S_c	S_q	S_w	S_{ws}	S_p	S_{pm}	W_M	F_{iM}	W_T	F_{iT}	W_F	F_{iF}
STR	0.26	3.39	1857	0	719	0	--	2752	275	1575	--	423	--	875	--
GEO	0.26	3.39	1857	0	719	0	--	2752	275	1575	--	423	--	875	--
S+	0.28	7.93	1517	--	550	0	0	6503	650	1592	35	463	10	884	19
S-	0.28	7.92	1484	--	538	0	0	6354	635	1557	35	452	10	865	19

Verifiche di Stabilità

Si riporta l'esito delle verifiche di stabilità geotecnica condotte per il muro in esame, secondo le relative basi teoriche riportate al capitolo di pertinenza.

Risultati Verifiche al Ribaltamento e allo Scorrimento

Ribaltamento (/m)					Scorrimento (/m)				
Comb.	R_d	S_d	γ_s	E	Comb.	R_d	S_d	γ_s	E
GEO	3457	1512	2.29	V	GEO	4260	2113	2.02	V
S+	3487	1247	2.80	V	S+	4134	1340	3.09	V
S-	3440	1224	2.81	V	S-	4080	1299	3.14	V

Risultati Verifica al Collasso per Carico Limite Terreno

Comb	B	N_q	N_c	N_γ	i_q	i_c	i_γ	d_q	d_c	d_γ	b_q	b_c	b_γ	g_q	g_c	g_γ	R_d	S_d	γ_s	E
GEO	0.85	26.09	38.64	35.19	0.52	0.51	0.38	1.23	1.34	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	39380	7360	5.35	V
S+	0.80	26.09	38.64	35.19	0.50	0.48	0.36	1.24	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	41054	5595	7.34	V
S-	0.80	26.09	38.64	35.19	0.51	0.49	0.36	1.23	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	41579	5512	7.54	V

Dati ed Esito Verifiche

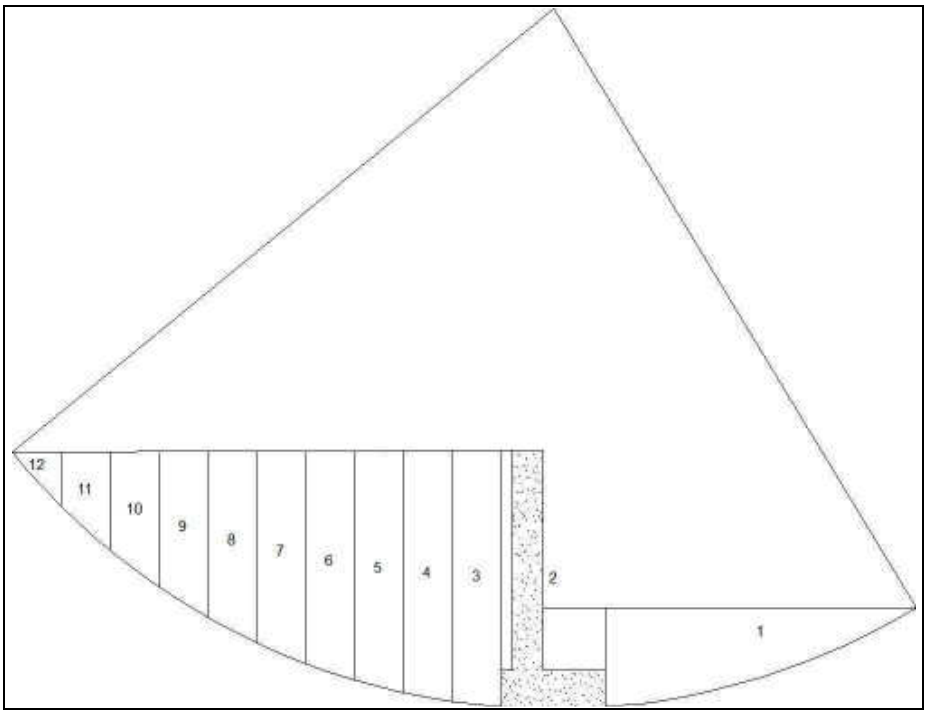
Risultati Verifica di Stabilità Globale

Comb.	R_d	S_d	γ_s	E
GEO	17342	4804	3.61	V
S+	20552	5498	3.74	V
S-	20507	5498	3.73	V

Dati Pendio

Numero dei conci	12
Larghezza dei conci [m]	0.47
Raggio cerchio critico [m]	6.67
Lunghezza arco cerchio critico [m]	5.91

Concio N.	H_i	δl_i	$c\delta l_i$	W_i	α_i	N_i	hw_i	U_i	T_i	S_i
1	0.48	2.90	2896	2338	-19.14	2209	0.00	0	1793	-766
2	2.45	1.00	1000	6446	0.00	6446	0.00	0	5233	0
3	2.41	0.47	469	2233	6.31	2219	0.00	0	1801	245
4	2.34	0.47	474	2175	10.36	2140	0.00	0	1736	391
5	2.24	0.48	481	2089	14.47	2023	0.00	0	1641	522
6	2.10	0.49	492	1973	18.65	1869	0.00	0	1518	630
7	1.92	0.51	506	1824	22.94	1680	0.00	0	1364	711
8	1.70	0.53	525	1640	27.37	1456	0.00	0	1183	754
9	1.44	0.55	549	1417	31.98	1202	0.00	0	975	750
10	1.12	0.58	582	1148	36.84	919	0.00	0	746	688
11	0.73	0.63	628	826	42.03	614	0.00	0	498	553
12	0.27	0.69	692	436	47.69	294	0.00	0	239	323



Verifiche di Resistenza Strutturale

Si riporta l'esito delle verifiche di resistenza condotte per il muro in esame, secondo le relative basi teoriche riportate nel capitolo di pertinenza.

Verifica Armature

Verifica	h	M	N	c	A_s	c'	A'_s	λ	T	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	35	0	0	3.0	4.52	3.0	4.52	99.99	0	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	35	0	0	3.0	4.52	3.0	4.52	99.99	0	V
Parete al Piede (V0)	30	0	0	3.0	4.52	3.0	4.52	99.99	0	V
Parete ad 1/3 H (V1)	30	0	0	3.0	4.52	3.0	4.52	99.99	0	V
Parete a 2/3 H (V2)	30	0	0	3.0	4.52	3.0	4.52	99.99	0	V

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

Si riporta l'esito delle verifiche condotte per il muro in esame, secondo le relative basi teoriche riportate nel capitolo di pertinenza.

Spinte e Forze sul Muro

S_a	S_c	S_q	S_w	S_p	S_{pm}	W_M	W_T	W_F
1428	--	518	0	2752	275	1575	458	875

Verifiche di Tensione

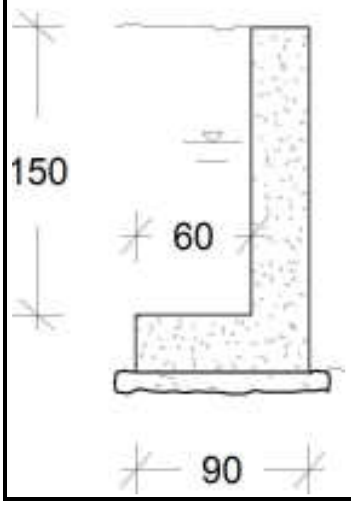
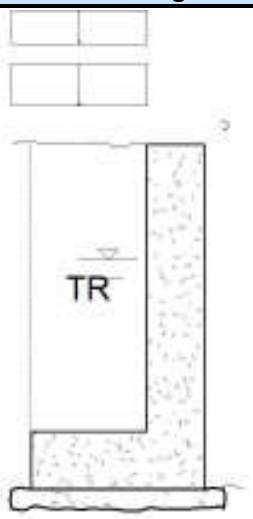
Verifica	M	N	σ_c	σ_s	λ_c	λ_s	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	0	0	0	0	–	--	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	0	0	0	0	–	--	V
Parete al Piede (V0)	0	0	0	0	–	--	V
Parete ad 1/3 H (V1)	0	0	0	0	–	--	V
Parete a 2/3 H (V2)	0	0	0	0	–	--	V

Verifiche di Fessurazione

Verifica	M	N	σ_s	$\sigma_{s,\,lim}$	λ	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	0	0	0	2400	--	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	0	0	0	2400	--	V
Parete al Piede (V0)	0	0	0	2400	--	V
Parete ad 1/3 H (V1)	0	0	0	2400	--	V
Parete a 2/3 H (V2)	0	0	0	2400	--	V

Riguardo alle verifiche di deformazione, per il muro in esame, il valore massimo del Cedimento Elastico in Fondazione è pari a **0.10 cm** .

Muro 4

Disegno Geometria	Disegno Terreno e Azioni
	

Dati Muro

Si riportano di seguito i dati relativi alla geometria del muro e del terreno e ad eventuali azioni agenti.

Dati Geometria Elevazione

Parete	
Altezza (H) [cm]	150
Spessore in Testa (S_t) [cm]	30
Spessore al Piede (S_p) [cm]	30
Pendenza Esterna (P_e) [%]	0
Pendenza Interna (P_i) [%]	0

Dati Geometria Fondazione

Larghezza (B_F) [cm]	90
Altezza Centrale (H_{Fc}) [cm]	30
Larghezza Mensola Esterna (B_{Fe}) [cm]	0
Larghezza Mensola Interna (B_{Fi}) [cm]	60
Profondità Mensola Esterna (P_F) [cm]	0
Spessore Strato Magrone (S_m) [cm]	10

Dati Terreno

Angolo di Inclinazione a Monte (ε) [grd]	0
Angolo di Inclinazione a Valle (ζ) [grd]	0
Abbassamento a Valle (δ_V) [cm]	-30
Altezza della Falda (H_f) [cm]	90

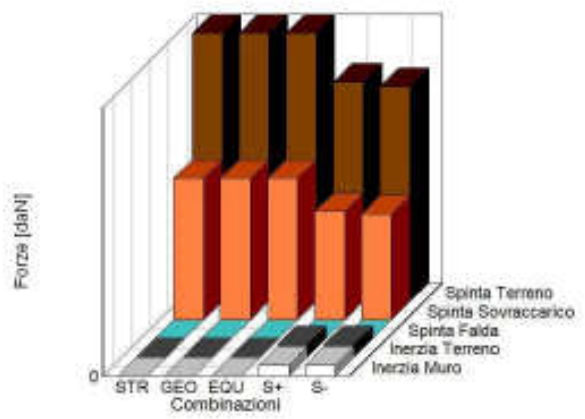
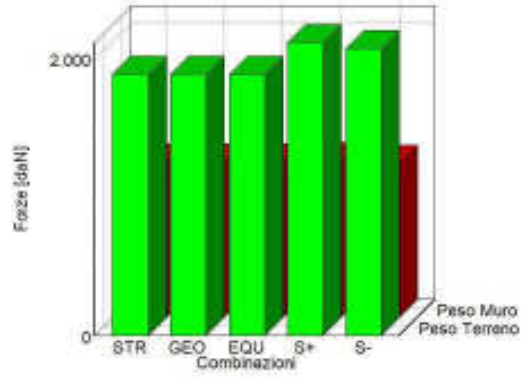
Dati ed Esito Verifiche

Dati Azioni

Momento Flettente in Testa (M) [daNm]	120
Carico Permanente	
Intensità (G) [daN/m]	450
Distanza dalla Testa del Muro (d_G) [cm]	0
Carico Variabile	
Intensità (Q) [daN/m]	350
Distanza dalla Testa del Muro (d_Q) [cm]	0

Spinte e Forze sul Muro

Si riportano di seguito i diagrammi e i valori delle spinte e forze agenti sul muro, necessari a condurre le verifiche di stabilità geotecnica e quelle strutturali.

Spinte	Pesi
	

Spinte e Forze

Comb.	K_a	K_p	S_a	S_c	S_q	S_w	S_{ws}	S_p	S_{pm}	W_M	F_{iM}	W_T	F_{iT}	W_F	F_{iF}
STR	0.26	3.39	1002	0	528	0	–	0	0	1125	--	1890	--	675	--
GEO	0.26	3.39	1002	0	528	0	–	0	0	1125	--	1890	--	675	--
S+	0.28	7.93	819	--	404	0	0	0	0	1137	25	2123	47	682	15
S-	0.28	7.92	801	--	395	0	0	0	0	1112	25	2076	47	667	15

Verifiche di Stabilità

Si riporta l'esito delle verifiche di stabilità geotecnica condotte per il muro in esame, secondo le relative basi teoriche riportate al capitolo di pertinenza.

Risultati Verifiche al Ribaltamento e allo Scorrimento

Ribaltamento (/m)					Scorrimento (/m)				
Comb.	R_d	S_d	γ_s	E	Comb.	R_d	S_d	γ_s	E
GEO	1396	917	1.52	V	GEO	2926	1419	2.06	V
S+	1752	783	2.24	V	S+	3309	1223	2.71	V
S-	1712	771	2.22	V	S-	3245	1199	2.71	V

Risultati Verifica al Collasso per Carico Limite Terreno

Comb	B	N_q	N_c	N_γ	i_q	i_c	i_γ	d_q	d_c	d_γ	b_q	b_c	b_γ	g_q	g_c	g_γ	R_d	S_d	γ_s	E
GEO	0.48	26.09	38.64	35.19	0.61	0.59	0.47	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	10246	5685	1.80	V
S+	0.44	26.09	38.64	35.19	0.58	0.56	0.44	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	10053	4402	2.28	V
S-	0.43	26.09	38.64	35.19	0.58	0.56	0.44	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	9980	4304	2.32	V

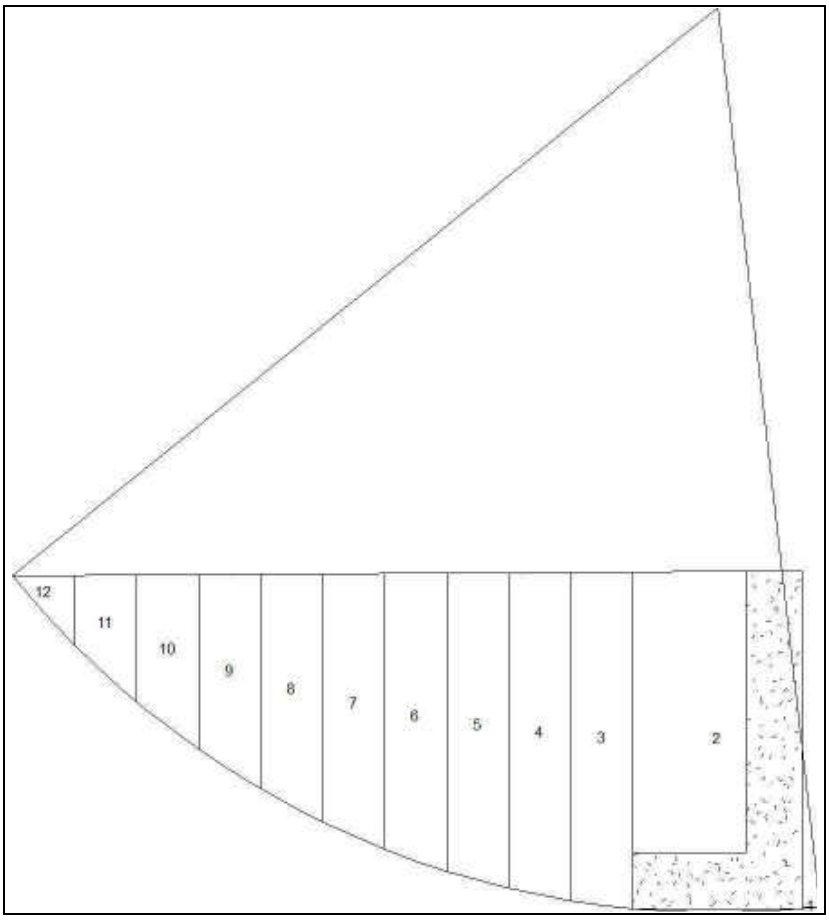
Risultati Verifica di Stabilità Globale

Comb.	R_d	S_d	γ_s	E
GEO	9074	3146	2.88	V
S+	11080	3651	3.04	V
S-	11027	3651	3.02	V

Dati Pendio

Numero dei conci	12
Larghezza dei conci [m]	0.33
Raggio cerchio critico [m]	4.82
Lunghezza arco cerchio critico [m]	4.31

Concio N.	H_i	δl_i	$c\delta l_i$	W_i	α_i	N_i	hw_i	U_i	T_i	S_i
1	0.00	0.00	0	0	-21.03	0	0.00	0	0	0
2	1.80	0.90	899	4263	0.00	4263	0.00	0	3460	0
3	1.76	0.33	333	1196	7.33	1187	0.00	0	963	152
4	1.71	0.34	337	1164	11.32	1141	0.00	0	926	228
5	1.63	0.34	342	1117	15.36	1077	0.00	0	875	296
6	1.52	0.35	350	1056	19.48	995	0.00	0	808	352
7	1.39	0.36	361	978	23.71	895	0.00	0	726	393
8	1.23	0.37	374	882	28.07	778	0.00	0	631	415
9	1.04	0.39	392	767	32.63	646	0.00	0	524	413
10	0.81	0.42	416	629	37.43	499	0.00	0	405	382
11	0.53	0.45	449	464	42.56	341	0.00	0	278	313
12	0.19	0.50	495	264	48.16	176	0.00	0	143	197



Verifiche di Resistenza Strutturale

Si riporta l'esito delle verifiche di resistenza condotte per il muro in esame, secondo le relative basi teoriche riportate nel capitolo di pertinenza.

Verifica Armature

Verifica	h	M	N	c	A_s	c'	A'_s	λ	T	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	30	0	0	3.0	4.52	3.0	4.52	99.99	0	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	30	0	0	3.0	4.52	3.0	4.52	99.99	0	V
Parete al Piede (V0)	30	0	0	3.0	4.52	3.0	4.52	99.99	0	V
Parete ad 1/3 H (V1)	30	0	0	3.0	4.52	3.0	4.52	99.99	0	V
Parete a 2/3 H (V2)	30	0	0	3.0	4.52	3.0	4.52	99.99	0	V

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

Si riporta l'esito delle verifiche condotte per il muro in esame, secondo le relative basi teoriche riportate nel capitolo di pertinenza.

Spinte e Forze sul Muro

S_a	S_c	S_q	S_w	S_p	S_{pm}	W_M	W_T	W_F
771	--	380	0	0	0	1125	2100	675

Verifiche di Tensione

Verifica	M	N	σ_c	σ_s	λ_c	λ_s	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	0	0	0	0	--	--	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	0	0	0	0	--	--	V
Parete al Piede (V0)	0	0	0	0	--	--	V
Parete ad 1/3 H (V1)	0	0	0	0	--	--	V
Parete a 2/3 H (V2)	0	0	0	0	--	--	V

Verifiche di Fessurazione

Verifica	M	N	σ_s	$\sigma_{s,\,lim}$	λ	E
Mensola Fond. Esterna (VFe)	0	0	0	2400	--	V
Mensola Fond. Interna (VFi)	0	0	0	2400	--	V
Parete al Piede (V0)	0	0	0	2400	--	V
Parete ad 1/3 H (V1)	0	0	0	2400	--	V
Parete a 2/3 H (V2)	0	0	0	2400	--	V

Riguardo alle verifiche di deformazione, per il muro in esame, il valore massimo del Cedimento Elastico in Fondazione è pari a **0.08 cm** .

COMUNE DI SASSARI

Unità di progetto PINQuA

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA (PNRR)

– MISSIONE M5C2 – COMPONENTE C2 – INVESTIMENTO 2.3 –
PROGRAMMA INNOVATIVO NAZIONALE PER LA QUALITÀ DELL'ABITARE

RIQUALIFICAZIONE SPAZIO PUBBLICO LARGO MONACHE CAPPUCCINE

CUP:B85I21000040001

All. C

Relazione sui materiali

progettista
Arch. Andrea Sussarellu
archeologa
Dott.ssa Laura Lai
geologa
Dott.ssa Laura Tavera

sindaco
Dott. Giuseppe Mascia
responsabile unità di progetto
Dott. Claudio Antonello Castagna
r.u.p.
Arch. Angelo Giuseppe Pisanu

PROGETTO ESECUTIVO

Finanziato dall'Unione europea NextGenerationEU
MIT MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI
Italiadomani
COMUNE DI SASSARI

Introduzione 3

Calcestruzzo 3

Componenti 3

Lavorabilità e Durabilità 4

Controllo di Accettazione 5

Acciaio 6

Introduzione

Il presente elaborato riporta i dati necessari all'identificazione e alla qualificazione dei materiali strutturali adoperati nell'opera in oggetto, nonché le specifiche procedure di accettazione previste.
L'opera in esame è realizzata interamente in conglomerato cementizio armato; tale materiale, meglio definito calcestruzzo armato, è ottenuto inglobando all'interno di un conglomerato di cemento ed inerti, definito calcestruzzo, degli elementi in acciaio sotto forma di barre opportunamente modellate, che hanno l'importante compito di assorbire gli sforzi di trazione.
Di seguito vengono riportate le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo armato impiegato, illustrando le prescrizioni relative al conglomerato cementizio e quelle relative all'acciaio e, successivamente, sono analizzate anche le indicazioni atte a garantire la lavorabilità dell'impasto e la durabilità dell'opera, in relazione alle condizioni ambientali del sito di costruzione.

Calcestruzzo

Per il calcestruzzo preconfezionato o confezionato in opera, viene garantito il rispetto dei requisiti previsti dalle seguenti norme:

- **NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019)**
- **UNI-EN 206-1 , UNI-EN 12620 , UNI 197/1**

Nella tabella seguente si riportano i parametri di resistenza che caratterizzano il comportamento, sia a compressione che a trazione, del calcestruzzo impiegato nell'opera in esame.

Classe Calcestruzzo	C25/30
Resistenza a Compressione Cubica (R_{ck}) [daN/cm²]	300
Resistenza a compressione cilindrica (f_{ck}) [daN/cm²]	249
Valore medio della Resistenza cilindrica (f_{cm}) [daN/cm²]	329
Modulo Elastico (E_c) [daN/cm²]	314471
Coefficiente parziale di sicurezza (γ_c)	1.50
Resistenza di progetto a compressione (f_{cd}) [daN/cm²]	166
Resistenza di progetto per carichi di lunga durata (αf_{cd}) [daN/cm²]	141
Resistenza media a trazione (f_{ctm}) [daN/cm²]	25.6
Resistenza caratteristica a trazione (f_{ctk}) [daN/cm²]	17.9
Resistenza caratteristica a trazione per flessione (f_{cfk}) [daN/cm²]	21.5
Resistenza di progetto a trazione (f_{ctd}) [daN/cm²]	11.9
Resistenza di progetto a trazione per flessione (f_{cfd}) [daN/cm²]	14.3

Componenti

Come già accennato, il calcestruzzo è costituito da un aggregato di inerti (sabbia e ghiaia o pietrisco) legati da una pasta cementizia, composta da acqua e cemento. Oltre ai componenti normali, è consentito in generale l'uso di aggiunte (ceneri volanti, loppe granulate d'altoforno e fumi di silice) e di additivi chimici (acceleranti, ritardanti, aeranti, ecc.), in conformità a quanto previsto nella normativa NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019).

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

Eventuali aggregati da impiegare per la produzione del calcestruzzo per uso strutturale, sono ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, artificiali, ovvero provenienti da processi di riciclo, conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 12620 e, per gli aggregati leggeri, alla norma europea armonizzata UNI EN 13055-1. L'attestazione della conformità di tali aggregati deve essere effettuata ai sensi del DPR n. 246/93. Inoltre, gli aggregati riciclati devono rispettare, in funzione della destinazione finale del calcestruzzo e delle sue proprietà prestazionali, dei requisiti chimico-fisici aggiuntivi, rispetto a quelli fissati per gli aggregati naturali, secondo quanto prescritto dalle norme UNI 8520-1:2005 e UNI 8520-2:2005. Ad ogni modo, la dimensione massima dell'inerte deve essere commisurata, per l'assestamento del getto, ai vuoti tra le armature e tra i casseri tenendo presente che il diametro massimo dell'inerte non deve superare: la distanza minima tra due ferri contigui ridotta di 5 mm, 1/4 della dimensione minima della struttura e 1/3 del copriferro.

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

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

L'impiego di aggiunte, in particolare di ceneri volanti, loppe granulate d'altoforno e fumi di silice, è ammesso purché non vengano modificate negativamente le caratteristiche prestazionali del calcestruzzo.
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 e UNI 11104. I fumi di silice, infine, devono soddisfare i requisiti della norma europea UNI EN 13263-1.

Lavorabilità e Durabilità

La lavorabilità, ovvero la facilità con cui viene mescolato l'impasto, varia in funzione del tipo di calcestruzzo impiegato, dipende dalla granulometria degli inerti, dalla presenza o meno di additivi e aumenta in relazione al quantitativo di acqua aggiunta. Inoltre, la lavorabilità aumenta al diminuire della consistenza, che rappresenta il grado di compattezza dell'impasto fresco.
La classe di consistenza del calcestruzzo da utilizzare viene fissata in base all'esigenza che l'impasto rimanga fluido per il tempo necessario a raggiungere tutte le parti interessate dal getto, senza che perda di omogeneità ed in modo che, a compattazione avvenuta, non rimangano dei vuoti. Il calcestruzzo viene quindi classificato, a seconda della sua consistenza, sulla base dell'abbassamento al cono, definito **Slump** ed identificato da un codice (da S1 a S5), che corrisponde ad un determinato intervallo di lavorabilità, espresso mediante la misura dello Slump [mm]. La lavorabilità cresce all'aumentare del numero della classe.
Considerare, ad esempio, un calcestruzzo con classe di consistenza S3, caratterizzato da uno slump compreso tra 100 e 150 mm, significa che, se sottoposto alla prova di abbassamento del cono (slump test), il provino troncoconico di calcestruzzo fresco, appena sformato, subisce un abbassamento compreso in quell'intervallo.
La scelta della classe di consistenza del calcestruzzo è legata alla lavorabilità che ci si aspetta dall'impasto per il tipo di opera che si deve andare a realizzare.

Classe di Consistenza	Slump (mm)	Applicazioni
S1 (Terra umida)	10 - 40	pavimenti messi in opera con vibro finiture
S2 (Terra plastica)	50 - 90	strutture circolari (silos, 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



La durabilità di un'opera in calcestruzzo armato dipende fortemente dalle condizioni ambientali del sito di edificazione dell'opera stessa. Inoltre, per resistere alle azioni ambientali, il calcestruzzo deve possedere dei requisiti che tengano conto della vita di esercizio prevista per l'opera da realizzare.
E' possibile suddividere le diverse parti di una struttura a seconda della loro esposizione all'ambiente esterno, in modo da individuare le corrispondenti classi di esposizione.
A seconda delle situazioni esterne ambientali, più o meno aggressive, è possibile, definire più classi di esposizione, come prescritto dalle UNI-EN 206-1:2006 e riferirsi, in accordo alla normativa NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019), a condizioni ambientali ordinarie, aggressive e molto aggressive, a cui corrispondono determinate classi di esposizione, come di seguito indicato:

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

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

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

Come già detto, all'accentuarsi dell'intensità dell'attacco dell'ambiente esterno, oltre ad incrementare il quantitativo di cemento nell'impasto (riducendo quindi il rapporto acqua-cemento), è necessario aumentare lo spessore di calcestruzzo che ricopre le armature. Tale ricoprimento di calcestruzzo, generalmente definito "Copriferro", è necessario per proteggere sia le barre di acciaio dai fenomeni di corrosione e dagli attacchi degli agenti esterni e, soprattutto, per assicurare una adeguata trasmissione delle forze di aderenza.
Lo spessore del copriferro viene dimensionato in funzione della aggressività dell'ambiente esterno, della classe di resistenza del calcestruzzo e della vita nominale della struttura.
Nella tabella seguente si riportano i parametri adottati in funzione della classe di esposizione:

Classe di Esposizione	XC4
Valore max del rapporto acqua-cemento	0.5
Dosaggio minimo di cemento [kg/m^3]	340
Resistenza minima a compressione [daN/cm^2]	400
Copriferro minimo [mm]	35

Controllo di Accettazione

In accordo con la normativa NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019) è obbligatorio eseguire controlli sistematici per verificare la conformità delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera rispetto a quello stabilito dal progetto e sperimentalmente verificato in sede di valutazione preliminare.
Il prelievo dei campioni per il controllo di accettazione deve essere eseguito secondo le modalità prescritte nella suddetta normativa.
In particolare, occorre prelevare dagli impasti, al momento della posa in opera, il calcestruzzo necessario per la confezione di un gruppo di due provini.
La media delle resistenze a compressione dei due provini di un prelievo rappresenta la Resistenza di prelievo, che costituisce il valore mediante il quale vengono eseguiti i controlli di accettazione del calcestruzzo adoperato.
Per la preparazione, la forma, le dimensioni e la stagionatura dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nelle norme UNI EN 12390-1:2012 e UNI EN 12390-2:2009.

In merito alle modalità di controllo, il controllo di tipo A è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m^3. Ogni controllo di accettazione di tipo A è rappresentato da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m^3 di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m^3 massimo di getto.
Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.
Nelle costruzioni con meno di 100 m^3 di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare dall'obbligo di prelievo giornaliero.

In funzione del quantitativo di calcestruzzo in accettazione, per l'opera in oggetto il controllo da eseguire è quello di tipo A.
Il controllo di accettazione è positivo ed il quantitativo di calcestruzzo accettato se risultano verificate, per un numero di prelievi pari a tre, le seguenti disuguaglianze:

$$R_{c,min} \geq R_{ck} - 3.5$$

$$R_{cm28} \geq R_{ck} + 3.5$$

dove:

$R_{c,min}$ = **Minore valore di Resistenza dei prelievi [N/mm^2]**
R_{cm28} = **Resistenza media dei prelievi [N/mm^2]**

Acciaio

L'acciaio dolce da carpenteria utilizzato è qualificato in conformità a quanto previsto nelle seguenti norme:

- **NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019)**
- **UNI-EN 7438 , UNI 10080**

Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche meccaniche che caratterizzano il comportamento dell'acciaio impiegato nell'opera in esame.

Tipo Acciaio	B450C
Tensione caratteristica minima di snervamento (f_{yk}) [daN/cm^2]	4500
Tensione caratteristica a carico massimo (f_{tk}) [daN/cm^2]	5400
Allungamento $(A_{gt})_k$ [%]	7.5
Rapporto tra tensione effettiva e nominale $(f_y/f_{yn})_k$	1.2
Tensione di progetto di snervamento (f_{yd}) [daN/cm^2]	3913
Modulo Elastico Normale (E_s) [daN/cm^2]	2100000

Il campionamento e le prove di accettazione sono condotte secondo quanto previsto nelle suddette norme.
In particolare, la documentazione di qualifica, attestante i valori caratteristici dei vari requisiti geometrici e prestazionali richiesti dalle normative tecniche, 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.

COMUNE DI SASSARI

Unità di progetto PINQuA

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA (PNRR)

– MISSIONE M5C2 – COMPONENTE C2 – INVESTIMENTO 2.3 –
PROGRAMMA INNOVATIVO NAZIONALE PER LA QUALITÀ DELL'ABITARE

RIQUALIFICAZIONE SPAZIO PUBBLICO LARGO MONACHE CAPPUCCINE

CUP:B85I21000040001

All. C

Relazione esecutiva

progettista
Arch. Andrea Sussarellu
archeologa
Dott.ssa Laura Lai
geologa
Dott.ssa Laura Tavera

sindaco
Dott. Giuseppe Mascia
responsabile unità di progetto
Dott. Claudio Antonello Castagna
r.u.p.
Arch. Angelo Giuseppe Pisanu

PROGETTO ESECUTIVO

Finanziato dall'Unione europea NextGenerationEU
MIT MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI
Italiadomani
COMUNE DI SASSARI

Introduzione 3

Calcestruzzo 3

Acciaio 5

Accorgimenti Costruttivi 6

Introduzione

Nel presente elaborato vengono fornite le informazioni utili al corretto stoccaggio e alla messa in opera dei materiali strutturali, nonché le procedure di accettazione e controllo degli stessi in cantiere. Vengono inoltre forniti i particolari esecutivi necessari alla corretta realizzazione dell'opera in esame.
Per poter garantire un buon comportamento meccanico del prodotto finito, che possa essere mantenuto nel tempo, è necessario assicurare una buona qualità dei materiali componenti, che deve essere costante durante tutte le fasi di produzione.
In particolare tutti gli elementi costituenti il calcestruzzo devono essere opportunamente dosati, secondo precisi rapporti di miscelazione e rispettare i criteri di conformità fissati per legge, come riportato nella Relazione sui materiali.

Calcestruzzo

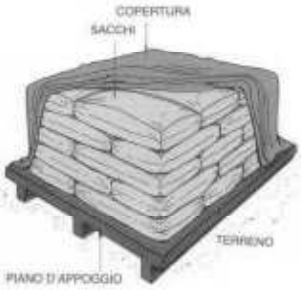
Il conglomerato cementizio da impiegarsi deve essere dosato rispettando i seguenti rapporti di miscelazione, con le quantità riferite ad un m^3 di conglomerato.



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

Cemento

Il cemento deve essere conservato esclusivamente in locali coperti, asciutti e privi di correnti d'aria.
Se fornito in sacchi, questi non devono essere 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 deve essere prelevata esclusivamente da fiumi e da fossi; e costituita da elementi prevalentemente silicei, di forma angolosa e di grossezza assortita; deve inoltre essere aspra al tatto e senza lasciare traccia di sporco; deve essere esente da cloruri e scevra di materie terrose, argillose, limacciose e polvulorenti; non deve contenere fibre organiche.

Ghiaia e Pietrisco

La ghiaia deve essere formata da materiali resistenti, inalterabili all'aria, all'acqua ed al gelo, gli elementi devono essere pulitissimi ed esenti da cloruri e da materiali polverulenti; sono da escludere elementi a forma di ago e di piastrelle.
Il pietrisco e la graniglia devono provenire dalla spezzatura di rocce silicee, basaltiche, porfiree, granitiche e calcaree, rispondenti in genere ai requisiti prescritti per pietre naturali nonché a quelli prescritti in precedenza per la ghiaia. Ddeve 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 normative tecniche, a condizione che la miscela di calcestruzzo confezionata con aggregati riciclati, venga preliminarmente qualificata e documentata attraverso idonee prove di laboratorio.

Acqua

L'acqua deve essere dolce, limpida non aggressiva e priva di terre. Non devono essere impiegate acque eccessivamente dure o ricche di solfati o cloruri; acque di rifiuto, anche se limpide, se provenienti da fabbriche di qualsiasi genere; acque contenenti argilla, humus, limo; acque contenenti residui grassi, oleosi o zuccherini; acque piovane.
Inoltre, dato che l'eccesso di acqua costituisce causa fondamentale della riduzione di resistenza del conglomerato, nella determinazione della qualità dell'acqua, per l'impasto si deve tenere conto anche di quella contenuta negli inerti.

Aggiunte e Additivi

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

Accettazione e Controllo

Ai fini del controllo del materiale impiegato, occorre prelevare dagli impasti, al momento della posa in opera, il calcestruzzo necessario per la confezione di un gruppo di due provini.
La media delle resistenze a compressione dei due provini di un prelievo rappresenta la Resistenza di prelievo, che rappresenta il valore mediante il quale vengono eseguiti i controlli di accettazione del calcestruzzo adoperato.
Per la preparazione, la forma, le dimensioni e la stagionatura dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nelle norme UNI EN 12390-1:2002 e UNI EN 12390-2:2002.

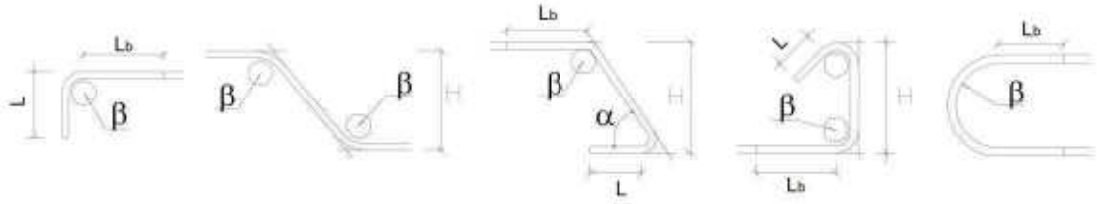
In merito alle modalità di controllo, il controllo di tipo A è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m^3. Ogni controllo di accettazione di tipo A è rappresentato da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m^3 di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m^3 massimo di getto.
Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.
Nelle costruzioni con meno di 100 m^3 di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare dall'obbligo di prelievo giornaliero.

Acciaio

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

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 devono essere poste in opera prive di tracce di ruggine e praticando all'estremità gli opportuni ancoraggi ed in ogni caso devono 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 calcestruzzo armato devono essere ad aderenza migliorata, aventi cioè una superficie dotata di nervature o indentature trasversali, uniformemente distribuite sull'intera lunghezza, atte ad aumentare l'aderenza al conglomerato cementizio. Le barre sono caratterizzate dal diametro della barra tonda liscia equipesante, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7,85 kg/dm^3.
La lunghezza di ancoraggio L_b delle barre deve essere almeno pari a venti volte il diametro, mentre la piegatura del ferro deve essere almeno cinque volte il diametro. Le dimensioni del mandrino, con cui effettuare la piegatura dei ferri, dipende dal diametro della barra e dal tipo di acciaio impiegato, come prescritto dalle norme UNI-EN 206 e come di seguito riportato in tabella per l'acciaio tipo B450C:

Diametro della barra Ø	Diametro del mandrino β
Ø<12 mm	4Ø
12mm ≤ Ø ≤ 16 mm	5Ø
16mm ≤ Ø ≤ 25 mm	8Ø
25mm ≤ Ø ≤ 40mm	10Ø
	
Lunghezza di ancoraggio $L_b \geq 20$ Ø	Lunghezza della piega $L \geq 5$ Ø

Accettazione

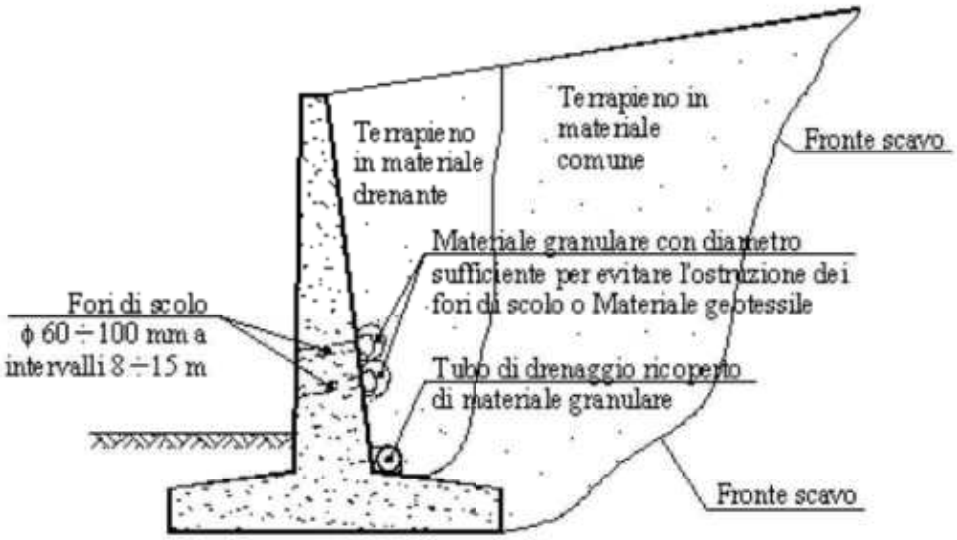
La documentazione di qualifica, attestante i valori caratteristici dei vari requisiti geometrici e prestazionali richiesti dalle normative tecniche, deve essere verificata ad ogni fornitura di materiale in cantiere.
L'acciaio deve essere riconoscibile per quanto concerne le caratteristiche qualitative e riconducibile allo stabilimento di produzione, tramite marchiatura indelebile, depositata presso il Servizio Tecnico Centrale. Dalla marchiatura deve risultare, in modo inequivocabile, il riferimento all'azienda produttrice, allo stabilimento, al tipo di acciaio e alla sua eventuale saldabilità. La mancata marchiatura, la non corrispondenza a quanto depositato o la sua illeggibilità, anche parziale, rendono il prodotto non impiegabile.

Accorgimenti Costruttivi

Si riportano di seguito le 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 (quindi, la pressione laterale agente sul muro), risulta necessario rivolgere particolare attenzione al materiale impiegato ed alle modalità esecutive del terrapieno posizionato a monte del muro.
É 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 che comporta dei costi maggiori, consiste nel 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, si deve considerare 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 deve essere posta nell'esecuzione di muri realizzati in zone con temperature rigide, dato 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 lavori si richiamano le disposizioni della normativa NTC 2018 (Circ. Appl. n.7 del 2019).

COMUNE DI SASSARI

Unità di progetto PINQuA

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA (PNRR)

– MISSIONE M5C2 – COMPONENTE C2 – INVESTIMENTO 2.3 –
PROGRAMMA INNOVATIVO NAZIONALE PER LA QUALITÀ DELL'ABITARE

RIQUALIFICAZIONE SPAZIO PUBBLICO LARGO MONACHE CAPPUCCINE

CUP:B85I21000040001

All. C

Piano di manutenzione delle opere strutturali

progettista
Arch. Andrea Sussarellu
archeologa
Dott.ssa Laura Lai
geologa
Dott.ssa Laura Tavera

sindaco
Dott. Giuseppe Mascia
responsabile unità di progetto
Dott. Claudio Antonello Castagna
r.u.p.
Arch. Angelo Giuseppe Pisanu

PROGETTO ESECUTIVO

Finanziato dall'Unione europea NextGenerationEU
MIT MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI
Italiadomani
COMUNE DI SASSARI

Introduzione 3

Manuale d'Uso 3

Modalità di uso corretto 3

Manuale di Manutenzione 3

Anomalie riscontrabili 3

Manutenzioni eseguibili 4

Programma di Manutenzione 6

Sottoprogramma delle Prestazioni 6

Sottoprogramma dei Controlli 6

Sottoprogramma degli Interventi di Manutenzione 7

Introduzione

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

Nel caso specifico, viene fatto esplicito riferimento alla tipologia di Opere di Sostegno con struttura in cemento armato, fornendo le indicazioni necessarie per una corretta manutenzione edile.

Manuale d'Uso

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 può disporsi 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 forza agenti, sia il sistema di reazioni che lo vincolano.
La scelta della tipologia di opere adottata è stata effettuata in funzione dei requisiti di funzionalità, delle caratteristiche meccaniche del terreno, delle sue condizioni di stabilità e di quella dei materiali di riporto.
Inoltre, si è tenuto conto dell'incidenza sulla sicurezza di dispositivi complementari, quali rinforzi, tiranti ed ancoraggi, e delle fasi costruttive.
In presenza di questi ultimi particolari manufatti, è necessario che sia garantita la sicurezza dell'opera, con adeguati margini, nelle diverse combinazioni di carico delle azioni, anche nel caso di parziale perdita d'efficacia di questi particolari dispositivi.
Il terreno di riempimento a tergo del muro deve essere posto in opera con opportuna tecnica di costipamento e deve avere una opportuna granulometria, in modo da consentire efficace drenaggio nel tempo. E' consentito l'utilizzo di geotessili in tessuto non tessuto, da interporre tra il terreno in sede e quello di riempimento, con funzione di separazione e filtrazione.
Il materiale filtrante va posto in opera, evitando la separazione delle frazioni granulometriche, ed è consigliato eseguire regolari controlli della granulometria, durante la costruzione dell'opera stessa.
Per i dettagli tecnici e per la collocazione delle diverse parti strutturali si rimanda agli Elaborati Grafici.

Modalità di uso corretto

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

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

Le opere 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 costituenti i muri di sostegno non devono presentare fessurazioni o altre alterazioni superficiali.
Per i livelli minimi prestazionali si rimanda alle specifiche in materia al momento della progettazione.

Anomalie riscontrabili

Alveolazione: degradazione che si manifesta con la formazione di cavità di forme e dimensioni variabili. Gli alveoli sono spesso interconnessi e hanno distribuzione non uniforme. Quando il fenomeno si sviluppa essenzialmente in profondità, con andamento a diverticoli, può usarsi il termine "alveolizzazione a cariatura".

Bolle d'aria: alterazione della superficie del calcestruzzo caratterizzata dalla presenza di fori di grandezza e distribuzione irregolare, generati dalla formazione di bolle d'aria al momento del getto.

Cavillature superficiali: sottile trama di fessure sulla superficie del calcestruzzo.

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

Crosta: deposito superficiale, duro e fragile, di spessore variabile, generalmente di colore nero.

Decolorazione: alterazione cromatica della superficie.

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

Disgregazione: decoesione caratterizzata da distacco di granuli o cristalli, per effetto di minime sollecitazioni meccaniche.

Distacco: disgregazione e distacco di parti notevoli di materiale, che può manifestarsi anche mediante espulsione di elementi prefabbricati dalla loro sede.

Efflorescenze: formazione di sostanze, generalmente di colore biancastro e di aspetto cristallino o polverulento o filamentoso, sulla superficie del manufatto. Nel caso di efflorescenze saline, la cristallizzazione può, talvolta, avvenire all'interno del materiale provocando spesso il distacco delle parti più superficiali. Il fenomeno prende, in tal caso, il nome di criptoefflorescenza o subefflorescenza.

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 corrasione (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.

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

Inefficienza dei fori di scolo: causata da occlusione dei canaletti di scolo, a causa di infiltrazione di detriti.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Manutenzioni eseguibili

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 della superficie del muro in calcestruzzo, o la comparsa di lesioni e fessurazioni.
In seguito alla comparsa di segni di cedimenti strutturali (lesioni, fessurazioni, rotture), occorre consultare tecnici qualificati, per effettuare accurati accertamenti per la diagnosi e la verifica delle strutture. In particolare, una volta individuate la causa/effetto del dissesto, occorre procedere al consolidamento delle parti necessarie, a secondo del tipo di dissesto riscontrato, come di seguito descritto.

Interventi strutturali: interventi riparativi da effettuarsi in base al tipo di anomalia riscontrata e previa diagnosi delle cause del difetto accertato effettuata da tecnico abilitato.

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

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

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

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

Programma di Manutenzione

Il Programma di Manutenzione si articola nei seguenti punti:

Sottoprogramma delle Prestazioni
Sottoprogramma dei Controlli
Sottoprogramma degli Interventi

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.

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.

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

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

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.

Le opere di sostegno, sotto l'effetto di carichi statici, dinamici e variabili devono assicurare stabilità e resistenza. Deve essere garantita la stabilità rispetto a tutti i meccanismi di stato limite, quali, scorrimento sul piano di posa, ribaltamento, rottura per carico limite dell'insieme fondazione-terreno, stabilità globale del complesso opera-terreno.
Le strutture in elevazione e nel sottosuolo devono essere in grado di contrastare le eventuali manifestazioni di deformazioni e cedimenti rilevanti, dovuti all'azione di sollecitazioni, come 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.

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

Il **controllo dell'integrità delle opere in c.a.**, deve essere 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**.

Il **controllo delle parti in vista dell'opera**, consiste nel ricercare eventuali anomalie che possano anticipare l'insorgenza di fenomeni di dissesto e/o cedimenti strutturali (fessurazioni, lesioni, ecc.). Frequenza del controllo: **annuale**.

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

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

La **raccolta delle acque superficiali** di ruscellamento deve essere effettuata mediante canalizzazioni, in modo da ridurre la loro infiltrazione nel terreno a ridosso dell'opera di sostegno. Frequenza dell'intervento: **all'occorrenza**.

Il **consolidamento dell'opera** deve essere eseguito in seguito ad eventi straordinari (dissesti, cedimenti) o a cambiamenti di sovraccarichi. Tale intervento va progettato da tecnico abilitato ed eseguito da impresa idonea. Frequenza dell'intervento: **all'occorrenza**.

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

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

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

Il **ripristino del copriferro**, in caso di necessità, deve eseguirsi con idonea malta cementizia, previa pulizia delle parti ammalorate. Frequenza dell'intervento: **all'occorrenza**.