

MANUALE UTENTE

ELEST – Muri

1. Introduzione

Il software esegue l'analisi di muri di sostegno in c.a. o a gravità con fondazioni dirette.

Il programma esegue il calcolo geotecnico ed effettua tutte le verifiche prescritte dalla normativa vigente, tra cui quella di stabilità globale, anche in condizioni sismiche.

Il calcolo prevede il dimensionamento e la verifica delle armature con i metodi agli Stati Limite Ultimi o, a scelta, alle Tensioni Ammissibili.

2. Normativa di riferimento e approcci di calcolo

2.1. Verifiche Stato Limite Ultimo

In accordo con le NTC2018, integrate con la Circ. del C.S.LL.PP. n.7 del 21/01/2019, le verifiche vengono eseguite mediante analisi di interazione terreno-struttura o con metodi semplificati rispettando sempre le condizioni di equilibrio e congruenza e la compatibilità con i criteri di resistenza del terreno.

E' necessario inoltre portare in conto la dipendenza della spinta dei terreni dallo spostamento dell'opera. Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$R_d \geq E_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione:

$$E_d = E \cdot [\gamma_F \cdot F_{ki} \cdot X_k / \gamma_{Mi} \cdot a_d]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R \cdot [\gamma_F \cdot F_{ki} \cdot X_k / \gamma_{Mi} \cdot a_d]$$

Gli effetti delle azioni e la resistenza sono espressi in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F \cdot F_{ki}$, dei parametri geotecnici di progetto X_k / γ_M e della geometria di progetto a_d . Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della condizione $R_d \geq E_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

2.2. Combinazioni

Per le opere di sostegno devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento.

La verifica di *stabilità globale* del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella tabella 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Tab. 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

| Carichi | Effetto | Coefficiente Parziale γ_F o (γ_E) | EQU | (A1) STR | (A2) GEO |
|----------------------------|-------------|---|-----|----------|----------|
| Permanenti | Favorevole | γ_{G1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevole | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Permanenti non strutturali | Favorevole | γ_{G2} | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Variabili | Favorevole | γ_{Qi} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tab. 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

| Parametro | Grandezza alla quale applicare il Coefficiente Parziale | Coefficiente Parziale γ_M | (M1) | (M2) |
|---|---|----------------------------------|------|------|
| <i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i> | $\tan(\varphi'_k)$ | $\gamma_{\varphi'}$ | 1,0 | 1,25 |
| <i>Coesione efficace</i> | c'_k | γ_c | 1,0 | 1,25 |
| <i>Resistenza non drenata</i> | c_{uk} | γ_{cu} | 1,0 | 1,4 |
| <i>Peso dell'unità di volume</i> | γ | γ_γ | 1,0 | 1,0 |

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

| COEFFICIENTE | R2 |
|--------------|-----|
| γ_R | 1,1 |

Le rimanenti verifiche (*scorrimento, ribaltamento e capacità portante*) devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

L'approccio 2 prevede una sola combinazione di carico (A1+M1+R3), in cui sono amplificate le azioni e imposto un coefficiente di sicurezza globale γ_R maggiore.

Calcolati in questo modo l'azione di progetto E_d e la resistenza di progetto R_d , che sono già affette dai coefficienti di sicurezza parziali, la verifica impone semplicemente che sia soddisfatta la disuguaglianza

$$R_d \geq E_d.$$

Il valore di progetto delle azioni E_d è calcolato considerando i coefficienti parziali γ_F della tabella 6.2.II:

$$E_d = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q$$

I coefficienti parziali interessano i carichi permanenti (strutturali), i carichi permanenti portati (non strutturali, terreno e acqua, per i quali, se compiutamente definiti e non variabili nel tempo, si possono adottare i medesimi coefficienti dei carichi permanenti strutturali), e i carichi variabili, definiti favorevoli e sfavorevoli ai fini della verifica di stabilità da eseguire.

Per il calcolo della resistenza di progetto R_d i corrispondenti valori di progetto delle proprietà del terreno X_d devono essere ricavati dai "valori caratteristici X_k " mediante la:

$$X_d = X_k / \gamma_M$$

dove γ_M è il coefficiente parziale della tabella 6.2.II.

I coefficienti parziali γ_R che operano direttamente sulla resistenza del sistema sono definiti nella tabella 6.5.I.

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

| Verifica | Coefficiente Parziale (R3) |
|------------------------------------|----------------------------|
| Capacità portante della fondazione | $\gamma_R = 1,4$ |
| Scorrimento | $\gamma_R = 1,1$ |
| Ribaltamento | $\gamma_R = 1,15$ |
| Resistenza del terreno a valle | $\gamma_R = 1,4$ |

Nelle verifiche di sicurezza per effetto delle azioni sismiche si controlla che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione [6.2.1], ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III.

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi (SLV) dei muri di sostegno

| Verifica | Coefficiente Parziale (R3) |
|------------------------------------|----------------------------|
| Capacità portante della fondazione | $\gamma_R = 1,2$ |
| Scorrimento | $\gamma_R = 1,0$ |
| Ribaltamento | $\gamma_R = 1,0$ |
| Resistenza del terreno a valle | $\gamma_R = 1,2$ |

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 6.2.1 e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

In generale, le ipotesi di calcolo delle spinte devono essere giustificate sulla base dei prevedibili spostamenti relativi manufatto-terreno, ovvero determinate con un'analisi dell'interazione terrenostruttura. Le spinte devono tenere conto del sovraccarico e dell'inclinazione del piano campagna, dell'inclinazione del paramento rispetto alla verticale, delle pressioni interstiziali e degli effetti della filtrazione nel terreno. Nel calcolo della spinta si può tenere conto dell'attrito che si sviluppa fra parete e terreno. I valori assunti per il relativo coefficiente di attrito devono essere giustificati in base alla natura dei materiali a contatto e all'effettivo grado di mobilitazione.

Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro. In casi particolari, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e alle modalità costruttive, la presa in conto di un'aliquota (comunque non superiore al 50%) di tale resistenza è subordinata all'assunzione di effettiva permanenza di tale contributo, nonché alla verifica che gli spostamenti necessari alla mobilitazione di tale aliquota siano compatibili con le prestazioni attese dell'opera.

2.3. Combinazione sismica

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio come previsto da normativa.

A meno di analisi dinamiche avanzate, l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita con il metodo pseudostatico, mediante i metodi dell'equilibrio limite.

Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il cuneo di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo (se la struttura può spostarsi), e gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto.

Le azioni da considerare nelle analisi di sicurezza delle fondazioni sono fornite dalla spinta esercitata dal terrapieno, dalle azioni gravitazionali permanenti e dalle azioni inerziali agenti nel muro, nel terreno e negli eventuali sovraccarichi.

Rispetto al caso statico, le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nella verifica in condizioni statiche.

In aggiunta all'analisi della sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, devono essere condotte verifiche nei confronti dello stato limite di danno. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

2.4. Parametri sismici

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m (a_{\max}/g)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove:

- a_{\max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g accelerazione di gravità.
- β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:
 $\beta_m = 0,38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)
 $\beta_m = 0,47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente assume valore unitario. Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S coefficiente che comprende l'effetto dell'*amplificazione stratigrafica* (S_S) e dell'*amplificazione topografica* (S_T);
- a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

2.5. Stabilità globale del pendio

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo la combinazione 2 dell'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.8.I.

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s (a_{\max}/g)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove:

- a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g accelerazione di gravità.
- β_s coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (Tab. 7.11.I).

Tab. 7.11.I - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

| Categoria di sottosuolo | A | B, C, D, E |
|---------------------------|-----------|------------|
| Coefficiente di riduzione | β_s | β_s |
| $0,2 < a_g(g) \leq 0,4$ | 0,30 | 0,28 |
| $0,1 < a_g(g) \leq 0,2$ | 0,27 | 0,24 |
| $a_g(g) \leq 0,1$ | 0,20 | 0,20 |

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S coefficiente che comprende l'effetto dell'*amplificazione stratigrafica* (S_S) e dell'*amplificazione topografica* (S_T);
- a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza.

2.6. Verifiche 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. Con riferimento alla tipologia di muri in c.a., bisogna pertanto considerare tutte quelle situazioni di normale impiego, che possono comportare un rapido deterioramento della struttura, limitando tensioni e deformazioni e controllando lo stato fessurativo del calcestruzzo. Si possono identificare tre diversi Stati Limite di Esercizio per l'opera, a cui corrispondono le rispettive verifiche:

- *Verifiche di Tensione*
- *Verifiche di Deformazione*
- *Verifiche di Fessurazione*

Per questa tipologia di verifiche si fa riferimento ai valori caratteristici sia delle azioni che delle resistenze del terreno e dei materiali da costruzione.

2.6.1. Verifiche di Tensione

La verifica delle tensioni di esercizio consente di limitare le tensioni di lavoro massime nel calcestruzzo e

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

| | |
|-----------------------------------|--|
| $\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck}$ | per combinazione "Rara" |
| $\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck}$ | per combinazione "Quasi - Permanente" |
| $\sigma_s \leq 0,80 \cdot f_{yk}$ | per combinazione "Rara" e "Quasi - Permanente" |

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

2.6.2. Verifiche di Deformazione

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

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

Per la valutazione dei cedimenti che il terreno potrebbe subire a causa dell'aumento di carico, si fa riferimento al Metodo Edometrico, considerando strati di spessore pari a 50 cm e fino alla profondità in cui l'incremento di carico dovuto alla struttura è minore del 20% del carico litostatico preesistente. Per il calcolo del cedimento si adotta la seguente espressione:

$$W_{tot} = \sum W_i = \sum [\Delta s'_{zi} \cdot \Delta z_i / E_{oi}]$$

con:

| | |
|--------------------|--|
| Δz_i | spessore dello strato |
| E_{oi} | modulo elastico edometrico dello strato |
| $\Delta \sigma'_z$ | incremento della pressione litostatica dovuto al sovraccarico a profondità z_i |
| W_i | cedimento del singolo strato |

2.6.3. Verifiche di Fessurazione

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

Inoltre, le Norme impongono di non superare un adeguato stato limite di fessurazione, adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni e alla sensibilità delle armature alla corrosione.

Per le armature poco sensibili, quali quelle impiegate nelle strutture in c.a. normale, le NTC fissano i seguenti valori limite all'apertura delle fessure in funzione delle condizioni ambientali e della combinazione delle azioni:

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

| Gr.di Esig. | Condizioni Ambientali | Combinazioni di Carico | Armature Sensibili | | Armature Poco Sensibili | |
|-------------|-----------------------|---------------------------------|--------------------------------------|----------------|--------------------------------------|----------------|
| | | | Stato Limite | $W_k \leq$ | Stato Limite | $W_k \leq$ |
| A | Ordinarie | Frequente Quasi - Permanente | apertura fessure apertura fessure | W_2 W_1 | apertura fessure apertura fessure | W_3 W_2 |
| B | Aggressive | Frequente Quasi - Permanente | apertura fessure decompressione | W_1 - | apertura fessure apertura fessure | W_2 W_1 |
| C | Molto Aggressive | Frequente Quasi - Permanente | formazione fessure decompressione | - - | apertura fessure apertura fessure | W_1 W_1 |

I prescelti valori nominali non devono essere superati da quelli caratteristici (w_k) da calcolare nella zona di efficacia delle armature, e forniti dalla:

$$w_k = 1,7 \cdot \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} \quad (\text{NTC 4.1.14})$$

in cui:

ϵ_{sm} deformazione media delle barre
 Δ_{sm} distanza media tra le fessure

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura (NTC 4.1.2.2.4).

La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III. La tensione $1s$ e quella nell'acciaio d'armatura prossimo al lembo teso della sezione calcolata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente (C4.1.2.2.4.5).

Tab. C4.1.II - Diametri massimi barre per controllo fessurazione

| Tensione nell'acciaio σ_s [MPa] | Diametro massimo delle barre \varnothing [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 |

Tab. C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

| Tensione nell'acciaio σ_s [MPa] | Spaziatura massima delle barre s [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 |

3. Utilizzo del software

3.1. Caratteristiche

Il software, sviluppato in ambiente Windows® a 32 bit, permette di eseguire l'analisi di muri di sostegno a mensola ed a gravità.

- *Normative*

DM '88 DM '96
Ordinanza 3274
Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018)
Circ. n.7/2019 del C.S.LL.PP.

- *Parametri sismici*

Calcolo in modo autonomo dei coefficienti sismici necessari sia per le verifiche relative all'opera di sostegno che per le verifiche di stabilità globale del pendio in condizioni sismiche.

- *Caratteristiche generali*

Muri in c.a.;
Muri a gravità;
Dente di fondazione;
Mensola aerea;
Azioni agenti sul muro: F_x , F_y , M ;
Terreno stratificato;
Carichi sul terrapieno;
Terreno inclinato a tratti lato monte;
Presenza di falda;
Spinta sul paramento verticale;
Spinta sulla superficie ideale (verticale per l'estremità mensola a monte);
Diagrammi delle sollecitazioni;
Editor delle armature;
Analisi di stabilità globale statica e sismica
Relazione di calcolo
Piano di manutenzione

3.2. Approccio rapido all'elaborazione

All'apertura del modulo vengono automaticamente caricati i valori preimpostati che si era deciso di salvare in una sessione precedente. In questo modo con poche modifiche si completa l'immissione dati per l'elaborazione.

Volendo invece i campi sgombri di dati si può utilizzare il comando *Nuovo*.

Seguono una serie di operazioni essenziali che nella successione mostrata consentono di ottenere i risultati finali dell'elaborazione.

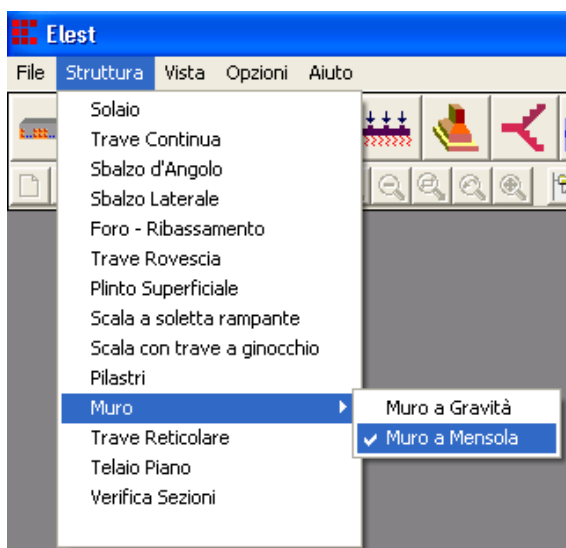
1) Scegliere la tipologia del muro all'avvio;

- 2) Scegliere la normativa da seguire;
- 3) Definire le caratteristiche dei materiali;
- 4) Definire i dati geometrici del muro;
- 5) Definire la geometria del profilo e le caratteristiche del terreno;
- 6) Inserire i carichi sul terrapieno e le azioni sul muro;
- 7) Definire i coefficienti sismici;
- 8) Definire i parametri generali dei materiali;
- 9) Avviare l'analisi del muro;
- 10) Eseguire l'analisi di stabilità globale del pendio;
- 11) Visualizzare le armature proposte ed eventualmente modificarle;
- 12) Avviare il completamento dei calcoli;
- 13) Visualizzare i diagrammi, la relazione finale e i disegni esecutivi;
- 14) Esportare il disegno in 'dxf' (la relazione finale in 'rtf' risulta già disponibile nella cartella 'Lavori').

3.3. Input dei dati

Tipologia del muro

All'avvio di Elest-Muri è necessario indicare la tipologia del muro che si vuole progettare. Ciò lo si può fare dalla barra menù oppure dalla barra dei moduli.



Opzioni di calcolo

Alla destra dello schermo, cliccando sul relativo tasto *T.A.* (Tensioni Ammissibili) o *S.L.* (Stati Limite), l'utente può scegliere la normativa di riferimento da utilizzare.

L'opzione Modalità Tensioni permette di decidere se si vuole assegnare manualmente le caratteristiche dei materiali oppure lasciare che venga fatto in modo automatico.

Spuntando la voce 'Inserimento automatico armature', si abilita il programma a proporre una disposizione delle armature che in seguito l'utente può decidere di accettare o modificare.

Metodo di calcolo e verifica

Inserimento automatico armature

Modalità Tensioni

Manuale

Automatico

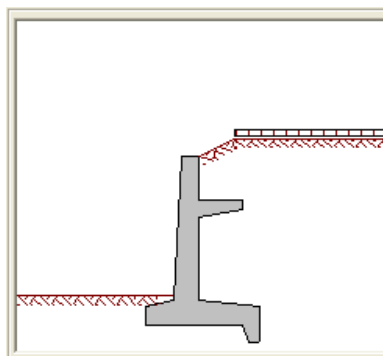
Materiali

Con la scheda *Materiali*, oltre alle caratteristiche del calcestruzzo e dell'acciaio, si scelgono: il coefficiente di omogeneizzazione; il copriferro, inteso come distanza tra il baricentro dell'armatura principale ed il bordo della sezione; le condizioni ambientali in cui verrà a trovarsi l'opera.

| Materiali | Geometria | Terreno e Azioni | Coeff. SLU |
|--|------------------------|------------------|----------------------------------|
| Calcestruzzo | | | |
| Classe del calcestruzzo: | | | C25/30 |
| Resistenza caratteristica cubica (R _{ck}): | [daN/cm ²] | | 300 |
| Resistenza di calcolo: | [daN/cm ²] | | 110,23 |
| Resistenza di calcolo tangenziale: | [daN/cm ²] | | 2,52 |
| Resistenza di calcolo a trazione: | [daN/cm ²] | | 11,94 |
| Acciaio | | | |
| Tipo di acciaio: | | | B450C |
| Resistenza caratteristica di snervamento: | [daN/cm ²] | | 4500 |
| Resistenza di calcolo: | [daN/cm ²] | | 3913,04 |
| Coefficiente di omogeneizzazione: | | | 15 |
| Copriferro: | [cm] | | 5 |
| Condizioni ambientali e Classi di esposizione: | | | Ordinarie X0, XC1, XC2, XC3, XF1 |

Geometria

Scheda per l'immissione dei dati geometrici del muro. L'immissione dei dati viene migliorata attraverso delle indicazioni grafiche che fanno risaltare la posizione del dato digitando e ad ogni variazione si può vedere la nuova configurazione del muro.



che si sta

| Materiali | Geometria | Terreno e Azioni | Coeff. SLU |
|------------------------------|---------------------------------------|--|---|
| Muro | | | |
| Altezza muro | [cm] <input type="text" value="400"/> | <input checked="" type="checkbox"/> Sperone in fondazione | Posizione [cm] <input type="text" value="270"/> |
| Spessore in testa | [cm] <input type="text" value="50"/> | Altezza | [cm] <input type="text" value="50"/> |
| Spessore al piede | [cm] <input type="text" value="50"/> | Spessore all'incastro | [cm] <input type="text" value="50"/> |
| Pendenza paramento interno | [%] <input type="text" value="0"/> | Spessore all'estremità | [cm] <input type="text" value="30"/> |
| Larghezza fondazione | [cm] <input type="text" value="320"/> | <input checked="" type="checkbox"/> Mensola aerea | Posizione [cm] <input type="text" value="120"/> |
| Larghezza sbalzo a monte | [cm] <input type="text" value="170"/> | Lunghezza | [cm] <input type="text" value="120"/> |
| Altezza fondazione a valle | [cm] <input type="text" value="50"/> | Spessore all'incastro | [cm] <input type="text" value="50"/> |
| Altezza fondazione a monte | [cm] <input type="text" value="50"/> | Spessore all'estremità | [cm] <input type="text" value="30"/> |
| Altezza fondazione al centro | [cm] <input type="text" value="70"/> | Profondità di posa | [cm] <input type="text" value="80"/> |
| | | Peso specifico del muro | [Kg/mc] <input type="text" value="2500"/> |

Terreno e Sovraccarico

Nella scheda Terreno e Azioni è possibile definire:

- il profilo del terreno a monte con andamento anche a gradoni, viene richiesto il numero di lati che formano il profilo e, per ognuno di essi, lunghezza, dislivello e sovraccarico eventualmente presente in quel tratto;
- la stratigrafia indicando il numero di lati e di seguito le caratteristiche del singolo strato;
- la presenza della falda e relativa profondità;
- l'angolo di attrito fondazione-terreno con possibilità di adottare il valore proposto valutato tenendo conto del coefficiente parziale dell'angolo di attrito dello strato interessato dalla fondazione;
- la presenza della spinta passiva nelle verifiche a scorrimento e che comunque, se presente, viene valutata secondo la percentuale indicata (max 50%);

- eventuali azioni esterne agenti direttamente sul muro come F_x , F_y ed M e la loro posizione (Forze orizzontali F_x positive se dirette verso sinistra - Forze verticali F_y positive se dirette verso il basso - Momenti M positivi se antiorari);
- i coefficienti sismici K_h e K_v relativi al muro ed al pendio oppure, se questi non sono noti, è possibile avviare un'applicazione, col tasto (...) *Dati sismici*, che ne determina i valori.

| Materiali | | Geometria | | Terreno e Azioni | | Coeff. SLU | | |
|---|--------------|---|--------------------------------|--|--|---|---|---|
| Numero lati profilo terreno: <input type="text" value="1"/> | | | | | | | Normativa: NTC 2008 ▼ | |
| Lato | L[cm] | Δh[cm] | q[daN/m²] | Parametri sismici | | Azioni in testa al muro | | |
| 1 | 1000 | 0 | 1000 | Coeff. muro: $K_{h,m}$ <input type="text" value="0,099"/> | Coeff. sito: $K_{h,s}$ <input type="text" value="0,099"/> | F_h [daN] <input type="text" value="0"/> | d_h [cm] <input type="text" value="0"/> | |
| | | | | $K_{v,m}$ <input type="text" value="0,05"/> | $K_{v,s}$ <input type="text" value="0,05"/> | F_v [daN] <input type="text" value="0"/> | d_v [cm] <input type="text" value="0"/> | |
| | | | | | | M [daNm] <input type="text" value="0"/> | | |
| Numero strati di terreno: <input type="text" value="1"/> | | | | | | | | |
| Strato | H[cm] | γ[daN/m³] | φ[°] | C[daN/cm²] | δ[°] | C_a[daN/cm²] | E[daN/cm²] | γ_s[daN/m³] |
| 1 | | 1900 | 32 | 0 | 21,33 | 0 | 250 | 2000 |
| | | | | | | | | |
| <input type="checkbox"/> Profondità falda: [cm] <input type="text" value="400"/> | | | | Angolo attrito fondazione - terreno: | | | | |
| <input checked="" type="checkbox"/> Considera spinta passiva nella verifica a scorrimento | | | | δ_f [°] <input type="text" value="21,3333"/> ... | | | | |

Coefficienti Parziali

Nelle schede *Coeff. SLU* sono illustrati i valori di questi parametri per ogni combinazione dei carichi sia per condizioni statiche che per condizioni sismiche ed è possibile ridefinirli o richiamare i valori preimpostati.

| Materiali | | Geometria | | Terreno | | Coeff. SLU Statici | | Coeff. SLU Sismici | |
|---|------------------|--------------|-------------|-------------------|-------------------|------------------------|--|--------------------|--|
| COEFFICIENTI PARZIALI IN CONDIZIONI STATICHE | | | | | | | | | |
| Parametro | Coeff. parz. | Ribaltamento | Scorrimento | Capacità Portante | Stabilità Globale | Verifica di Resistenza | | | |
| | | (A1+M1+R3) | (A1+M1+R3) | (A1+M1+R3) | (A2+M2+R2) | (A1+M1) | | | |
| Tangente ϕ | γ_{ϕ} | 1 | 1 | 1 | 1,25 | 1 | | | |
| Coesione efficace | γ_c | 1 | 1 | 1 | 1,25 | 1 | | | |
| Coesione non drenata | γ_{Cu} | 1 | 1 | 1 | 1,4 | 1 | | | |
| Peso Specifico | γ_y | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | |
| Azioni Permanenti sfav. | $\gamma_{G1,sf}$ | 1,3 | 1,3 | 1,3 | 1 | 1,3 | | | |
| Azioni Permanenti fav. | $\gamma_{G1,fa}$ | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | |
| Perman. NON strutturali sfav. | $\gamma_{G2,sf}$ | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,3 | 1,5 | | | |
| Perman. NON strutturali fav. | $\gamma_{G2,fa}$ | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | | | |
| Azioni Variabili sfav. | $\gamma_{Q,sf}$ | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,3 | 1,5 | | | |
| Azioni Variabili fav. | $\gamma_{Q,fa}$ | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | |
| Coefficiente Parziale (R3) | γ_R | 1,15 | 1,1 | 1,4 | 1,1 | 1 | | | |
| Ripristina valori di default | | | | | | | | | |

| Materiali | | Geometria | | Terreno | | Coeff. SLU Statici | | Coeff. SLU Sismici | |
|---|------------------|--------------|-------------|-------------------|-------------------|------------------------|--|--------------------|--|
| COEFFICIENTI PARZIALI IN CONDIZIONI SISMICHE | | | | | | | | | |
| Parametro | Coeff. parz. | Ribaltamento | Scorrimento | Capacità Portante | Stabilità Globale | Verifica di Resistenza | | | |
| | | (A1+M1+R3) | (A1+M1+R3) | (A1+M1+R3) | (A2+M2+R2) | (A1+M1) | | | |
| Tangente ϕ | γ_{ϕ} | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | |
| Coesione efficace | γ_c | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | |
| Coesione non drenata | γ_{Cu} | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | |
| Peso Specifico | γ_y | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | |
| Azioni Permanenti sfav. | $\gamma_{G1,sf}$ | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | |
| Azioni Permanenti fav. | $\gamma_{G1,fa}$ | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | |
| Perman. NON strutturali sfav. | $\gamma_{G2,sf}$ | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | |
| Perman. NON strutturali fav. | $\gamma_{G2,fa}$ | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | |
| Azioni Variabili sfav. | $\gamma_{Q,sf}$ | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | |
| Azioni Variabili fav. | $\gamma_{Q,fa}$ | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | |
| Coefficiente Parziale (R3) | γ_R | 1 | 1 | 1,2 | 1,2 | 1 | | | |
| Ripristina valori di default | | | | | | | | | |

Coefficienti Sismici

Dalla scheda *Terreno e Azioni* si accede alla finestra Parametri Sismici che permette di ottenere i coefficienti sismici necessari. La ricerca può essere fatta a partire dalle coordinate nel sistema WGS84 in gradi decimali o inserendo il nome del comune piuttosto che il suo codice Istat. Inseriti inoltre la Classe d'Uso, la Vita Nominale, lo Stoto Limite voluto, le categorie del Suolo e Topografica, vengono forniti i coefficienti K_h e K_v sia per l'opera di sostegno che per la stabilità del pendio. Questa applicazione può essere inoltre utilizzata per ottenere gli spettri di risposta orizzontale e verticale.

Parametri Sismici

Ricerca per coordinate LON.: [°] LAT.: [°]

Ricerca per Comune

Ricerca per codice ISTAT

Isole

| Coordinate Reticolo | ID | LON.[°] | LAT.[°] | d[m] |
|---------------------|-------|---------|---------|------|
| Punto 1 | 19166 | 10,921 | 43,957 | 2602 |
| Punto 2 | 19165 | 10,851 | 43,955 | 5631 |
| Punto 3 | 19388 | 10,923 | 43,907 | 3070 |
| Punto 4 | 19387 | 10,853 | 43,905 | 5921 |

| Media pesata param. sismici | a_g [g/10] | F_0 | T_c^* [s] |
|-----------------------------|--------------|-------|-------------|
| $T_R=30$ | 0,517 | 2,499 | 0,250 |
| $T_R=50$ | 0,640 | 2,510 | 0,260 |
| $T_R=72$ | 0,746 | 2,495 | 0,270 |
| $T_R=101$ | 0,865 | 2,482 | 0,275 |
| $T_R=140$ | 0,985 | 2,473 | 0,275 |
| $T_R=201$ | 1,150 | 2,426 | 0,280 |
| $T_R=475$ | 1,574 | 2,401 | 0,295 |
| $T_R=975$ | 2,013 | 2,380 | 0,299 |
| $T_R=2475$ | 2,681 | 2,395 | 0,320 |

| | |
|--------------|---------------------------|
| S.L. | SLU-SLV --> $P_{vr}=10\%$ |
| Cat. Suolo | B |
| Cat. Topogr. | T1 |
| h/H | 0 |

V_N [anni]

Classe d'uso:

ξ [%]

Zona Sismica:

| T_R [anni] | S_s | S_T | C_c | a_g [g/10] | F_0 | T_c^* [s] | a_{max} [g/10] | β_m | K_h | K_v |
|--------------|-------|-------|-------|--------------|-------|-------------|------------------|-----------|-------|-------|
| 475 | 1,20 | 1,00 | 1,40 | 1,574 | 2,40 | 0,29 | 1,888 | 0,24 | 0,045 | 0,023 |

q_0 Regolarità in altezza

q $\eta = 0,456$ T_1 [s]


$S_{e,0}$ [g]

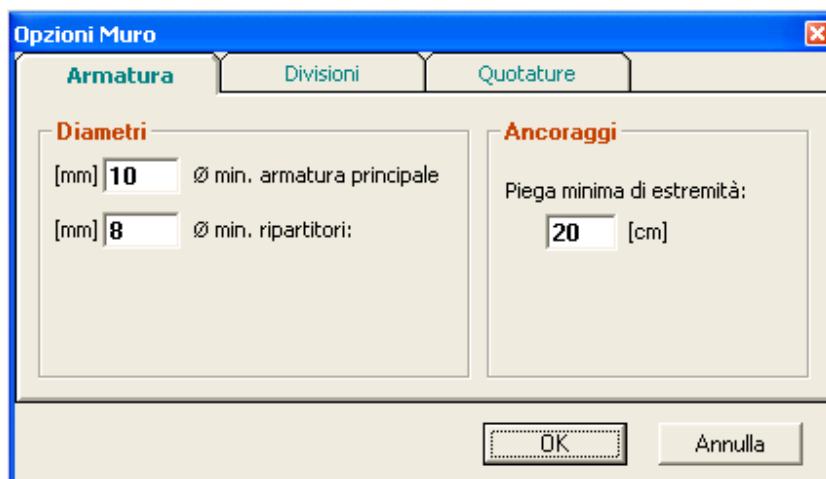
Kh,Kv Opere di sostegno

Annulla

OK

Opzioni sulle armature



Cliccando sull'icona **OPZ**  nella barra degli strumenti si apre la finestra delle opzioni attraverso la quale si possono definire i diametri minimi da utilizzare per le armature principali e secondarie.



3.4. Calcolo

La fase di calcolo si articola in tre operazioni in sequenza: il calcolo delle sollecitazioni; la verifica di stabilità del pendio; la definizione delle armature e relative verifiche strutturali. Qualora si modifichi un dato iniziale, verrà richiesto di rieseguire le operazioni nuovamente.

3.4.1. Calcolo sollecitazioni

Dopo l'introduzione di tutti i dati, premendo il tasto **Elabora**  sulla barra strumenti, vengono calcolate le spinte e tutte le sollecitazioni necessarie alle verifiche. Il software si predispose così alla seconda fase che prevede la verifica di stabilità del pendio e a tale scopo viene abilitato il tasto **Mostra/Chiudi Pendio** .

3.4.2. Analisi di stabilità globale

Con il tasto **Mostra Pendio** si accede alla nuova videata per eseguire la verifica di stabilità globale con i metodi classici dell'Equilibrio Limite.

Prima di avviare tale analisi è possibile ridefinire alcuni parametri per la ricerca della superficie di scorrimento che offre minor resistenza. Le scelte da operare riguardano la posizione della griglia, l'ampiezza delle maglie nelle due direzioni, il numero di nodi in direzione x ed y (massimo 15x15),

l'ampiezza delle strisce ed infine la scelta di far effettuare solo l'analisi statica oppure anche quella sismica.

Per il posizionamento della griglia l'origine degli assi viene assunto nel vertice sinistro dello spessore del muro in testa.

Al fine di individuare più velocemente la superficie di scorrimento di minor resistenza è consigliabile utilizzare un numero di nodi non troppo elevato e, avviata la verifica, se il nodo relativo al punto di minimo si dovesse trovare ai bordi della griglia, riposizionare la griglia stessa in quella direzione e cioè facendo in modo che il nodo trovato in precedenza risulti interno al nuovo posizionamento.

| | | |
|---|---|---|
| Posizione griglia (nodo inf. dx) | Ampiezza delle maglie | Nodi griglia |
| Ascissa [cm] <input type="text" value="-50"/> | Maglia direzione X [cm] <input type="text" value="50"/> | Nodi Orizzontali <input type="text" value="4"/> |
| Ordinata [cm] <input type="text" value="50"/> | Maglia direzione Y [cm] <input type="text" value="50"/> | Nodi Verticali <input type="text" value="4"/> |

Visualizza: **Analisi Statica** Esegui analisi sismica Ampiezza delle strisce [cm] **Verifica Pendio**

Stabilità Globale in condizioni Statiche


Xc = -1,00 m

Yc = 1,00 m

R = 6,36 m

Fs = 1,34 > 1 OK!

3.4.3. Armatura

Dopo la verifica del pendio viene abilitato il tasto *Mostra/Chiudi Armatura*  che apre la finestra delle armature. Qui è consentito apportare tutte le modifiche desiderate oppure accettare quelle eventualmente proposte.

Nel riquadro centrale è visualizzato il muro con tutte le armature (principali e secondarie) già inserite mentre nel riquadro in basso e in quello sulla destra sono presenti i ferri principali della fondazione e della mensola rispettivamente ed è qui che si possono apportare le modifiche.

Selezionando un ferro si attivano una serie di tasti della *Barra Strumenti Armature* che permettono di duplicare o eliminare un ferro, centrarlo, aumentare o diminuire il numero di ferri e il diametro.

Le stesse modifiche si possono effettuare anche premendo il tasto destro del mouse su di un ferro e scegliendo la voce *Proprietà*.

La finestra *Proprietà* permette inoltre di cambiare la geometria del ferro, la tipologia delle estremità e di impostare alcuni parametri sulla quotatura come font, colore e mostrare o nascondere alcuni valori di quotatura nell'elaborato esecutivo.

La modifica delle armature secondarie si effettua attraverso il riquadro *Armatura Ripartizione*. Qui il muro è suddiviso in tre sezioni: la fondazione, 1/3 della mensola e i restanti 2/3. Cliccando su uno dei tre testi che esprimono la dislocazione dei ferri ripartitori, questi si evidenziano in rosso e quindi si attivano i tasti della *Barra Strumenti Armature* che permetteranno le modifiche relative al diametro ed al passo. Anche il tasto destro del mouse permette di effettuare le stesse modifiche.


Sulla sinistra della schermata è presente il riquadro *Armature Disponibili* che contiene l'archivio delle armature utilizzabili.



L'archivio permette di aggiungere un nuovo ferro alla fondazione o alla mensola semplicemente trascinando con il mouse uno dei ferri disponibili e rilasciandolo in uno dei riquadri *Armatura Mensola* o *Armatura Fondazione*.

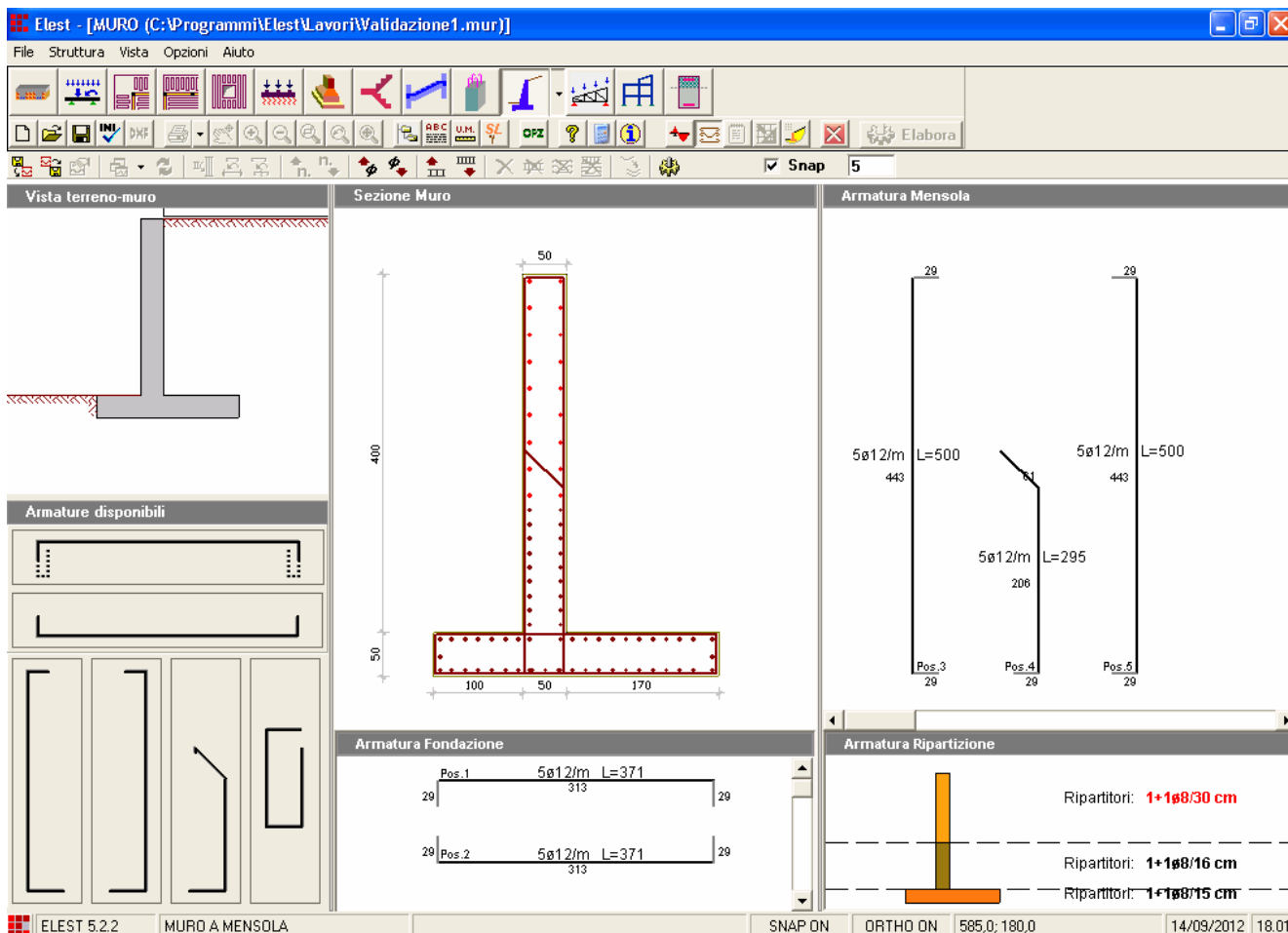
Il puntatore del mouse può essere utilizzato per muovere e riposizionare un ferro o anche per modificare la geometria dello stesso. A tale scopo bisogna selezionare un ferro, fare doppio clic su una maniglia che così si colorerà di rosso e a questo punto, tenendo premuto il tasto del mouse su di un'altra maniglia, bisogna trascinare il puntatore nella direzione voluta.

Per migliorare questa funzionalità è possibile impostare due opzioni del disegno **SNAP** e **ORTHO** su **ON/OFF** per ottenere spostamenti a step e/o perpendicolari.

L'attivazione o disattivazione della funzionalità **ORTHO** si ottiene con un doppio clic sulla barra di stato in basso in corrispondenza dell'omonima scritta. Anche per lo **SNAP** vale la stessa cosa ed in più si può intervenire tramite la *Barra Strumenti Armature* selezionando la casella *Snap* ed immettendo l'intervallo di snap voluto.


Al termine delle impostazioni sulle armature premere il tasto *Aggiorna Calcoli*  per effettuare le verifiche strutturali.

Si può salvare una disposizione personalizzata delle armature oppure richiamarne una salvata in precedenza premendo i tasti *Salva armatura corrente*  e *Carica armatura ultimo salvataggio* .

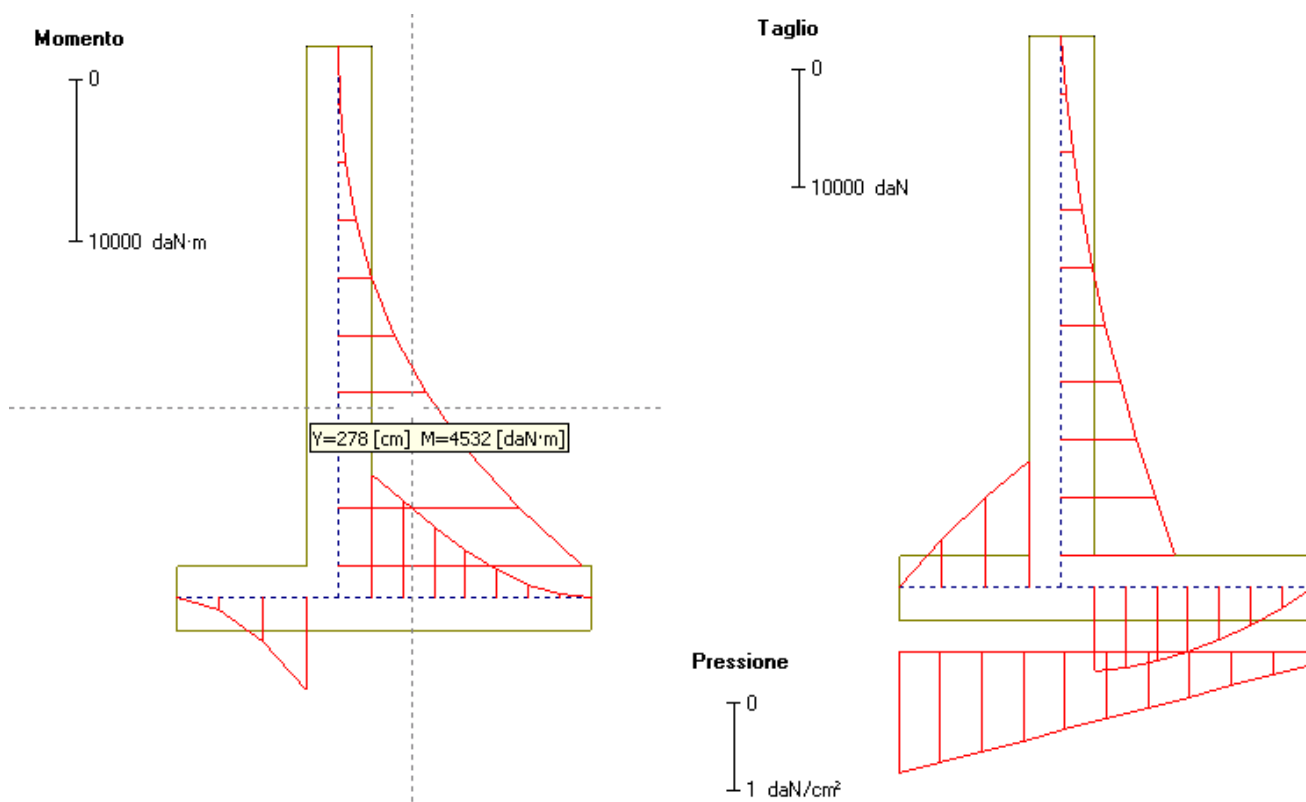


3.4.5 Risultati


Diagrammi

Premendo il tasto *Mostra Diagrammi*  si visualizzano l'andamento del diagramma del momento flettente e del taglio sulla mensola in elevazione e sulle mensole di fondazione nonché la pressione del terreno in fondazione.

Al passaggio del mouse sui diagrammi viene indicato il valore della caratteristica su cui si trova il puntatore.



Relazione di Calcolo

Il tasto *Mostra Relazione*  visualizza la relazione di calcolo dove sono evidenziati in rosso eventuali risultati di verifiche non soddisfatte.



Oltre ai calcoli ed alle verifiche richieste dalla normativa, nella relazione sono presenti, evidenziati in grigio, calcoli e verifiche non espressamente richieste utili per un confronto con le altre condizioni di carico.

Questo documento riporta, nella seconda parte, il *Piano di Manutenzione* per l'opera progettata così come previsto dalla normativa.

La relazione è modificabile e direttamente stampabile.

In alternativa è disponibile il file in formato rtf che è stato salvato automaticamente durante l'elaborazione nella cartella *C:\Programmi\Elest\Lavori\NomeFile.rtf*

Elaborati Grafici

Il tasto *Mostra Esecutivi*  visualizza il disegno degli esecutivi e permette di visionare qualsiasi dettaglio con i diversi strumenti di *ZOOM* e *PAN* disponibili. Azionando il tasto *DXF*  si ottiene l'esportazione guidata del disegno in questo formato.

4. Cenni teorici

4.1. Progressione di Calcolo

Il programma esegue i calcoli, le verifiche e produce gli elaborati attraverso tre distinte fasi che si susseguono in un certo ordine.

Nella prima fase, per ogni condizione di carico, vengono elaborati i dati per individuare le spinte agenti sulla superficie interna del paramento verticale e le sollecitazioni in corrispondenza di un determinato numero di sezioni, prefissato dall'utente, lungo l'altezza del muro. Segue la determinazione delle spinte agenti sulla superficie verticale passante per lo spigolo della fondazione di monte. In seguito vengono ricercate le sollecitazioni sulle mensole di fondazione e sul terreno. Quindi vengono eseguite le verifiche al ribaltamento, allo scorrimento e al carico limite.

Nella seconda fase, con l'intervento dell'utente, si passa alla verifica della stabilità globale del pendio. Nell'ultima fase, dopo che l'utente abbia apportato eventuali modifiche alle armature proposte, si passa alle verifiche di tipo strutturale secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (o alle Tensioni Ammissibili). Quindi si predispongono la relazione di calcolo ed i disegni esecutivi rispettivamente nei formati rtf e dxf.

4.2. Calcolo della spinta statica attiva

Il calcolo della spinta statica attiva eseguito con il metodo di Coulomb si basa sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di superficie di rottura piana.

Tale spinta, applicata ad un'altezza pari ad $H/3$ dalla base, risulta:

$$S_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot K_A \cdot H^2$$

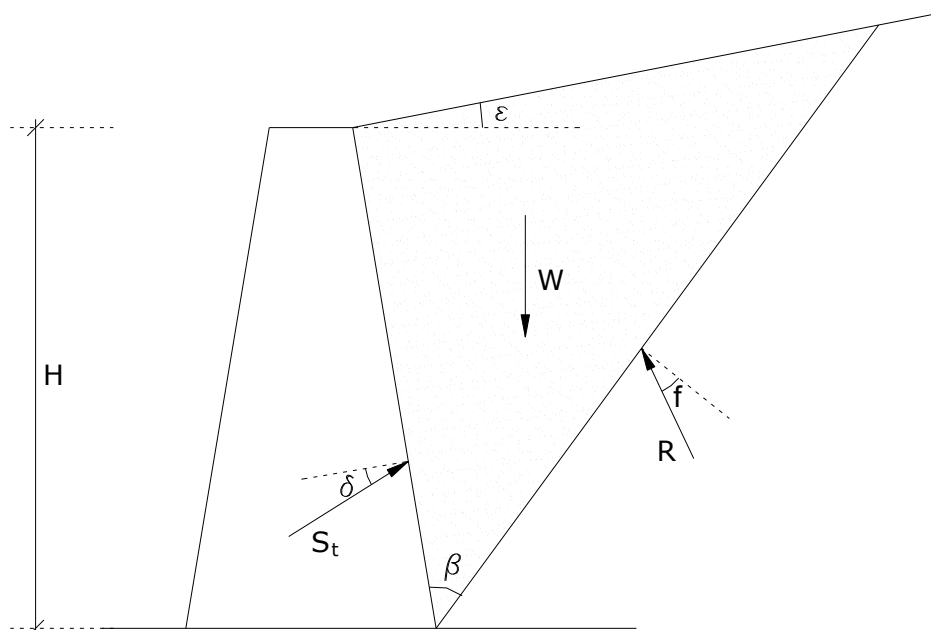
in cui:

$$K_A = \frac{\text{sen}^2(\beta + \varnothing)}{\text{sen}^2 \beta \cdot \text{sen}(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varnothing + \delta) \cdot \text{sen}(\varnothing - \varepsilon)}{\text{sen}(\beta - \delta) \cdot \text{sen}(\beta + \varepsilon)}} \right]^2}$$

con il limite $\delta < \beta - \varnothing - \varepsilon$ secondo Muller-Breslau

e con:

| | |
|---------------|---|
| γ_t | peso specifico del terreno |
| H | altezza totale della parete |
| K_A | coefficiente di spinta attiva statica |
| β | inclinazione della parete interna rispetto all'orizzontale |
| \varnothing | angolo di attrito interno del terreno |
| δ | angolo di attrito terra-muro |
| ε | inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale |



4.3. Spinta dovuta alla coesione

La coesione induce delle pressioni negative uniformi e quindi una spinta pari a:

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

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto nella spinta per effetto della coesione, viene calcolata un'altezza critica z_c come segue:

$$z_c = \frac{2 \cdot c}{\gamma_t \cdot \sqrt{K_A}} - \frac{Q \cdot \frac{\text{sen} \beta}{\text{sen}(\beta + \varepsilon)}}{\gamma_t}$$

con Q carico agente sul terrapieno.

Se $z_c < 0$ è possibile sovrapporre direttamente gli effetti con decremento della spinta S_c con punto di applicazione pari a $H/2$.

4.4. Spinta dovuta al sovraccarico

Un carico Q, uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti producendo una spinta S_q pari a:

$$S_q = K_A \cdot Q \cdot H \cdot \frac{\text{sen}\beta}{\text{sen}(\beta + \varepsilon)}$$

Con punto di applicazione ad H/2.

4.5. Calcolo della spinta sismica attiva

Il calcolo della spinta attiva in condizioni sismiche viene eseguito con il metodo di Mononobe-Okabe. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera. Il cuneo è coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo ε , di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo β , di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità φ ottenuto come:

$$\Theta = \arctan \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

In presenza di sisma la spinta esercitata dal terrapieno sul muro è data da:

$$S_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot K_{AE} \cdot (1 \pm k_v) \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

in cui:

$$K_{AE} = \frac{\text{sen}^2(\beta + \varphi - \Theta)}{\cos \Theta \cdot \text{sen}^2 \beta \cdot \text{sen}(\beta - \delta - \Theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \varepsilon - \Theta)}{\text{sen}(\beta - \delta - \Theta) \cdot \text{sen}(\beta + \varepsilon)}} \right]^2}$$

dove:

| | |
|---------------|---|
| H | altezza muro |
| k_v | coefficiente sismico verticale |
| γ_t | peso per unità di volume del terreno |
| K_{AE} | coefficiente di spinta attiva totale (statico + dinamico) |
| β | inclinazione della parete interna rispetto all'orizzontale |
| φ | angolo di attrito interno del terreno |
| δ | angolo di attrito terra-muro |
| ε | inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale |
| E_{ws} | spinta idrostatica dell'acqua |
| E_{wd} | spinta idrodinamica |

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica $E_{wd} = 0$, ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo φ della formula di Mononobe-Okabe così come di seguito:

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$$

con H_w altezza del livello di falda misurato a partire dalla base del muro.

4.6. Spinta idrostatica

La falda con superficie distante H_w dalla base del muro induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete con risultante pari a:

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

In presenza di falda la spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γ_t con γ'_t ($\gamma'_t = \gamma_{sat} - \gamma_w$), peso efficace del materiale solido.

4.7. Spinta passiva

Per terreno omogeneo la spinta passiva è rappresentata dalla risultante del diagramma lineare delle pressioni e pertanto risulta:

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

avendo indicato con (Muller-Breslau):

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\beta + \varnothing)}{\text{sen}^2 \beta \cdot \text{sen}(\beta + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varnothing + \delta) \cdot \text{sen}(\varnothing + \varepsilon)}{\text{sen}(\beta + \delta) \cdot \text{sen}(\beta + \varepsilon)}}\right]^2}$$

con il limite $\delta < \beta - \varnothing - \varepsilon$

ed h altezza del terrapieno a valle misurato a partire dalla base del muro.

4.8. Carico limite (Vesic 1975)

Affinché la fondazione di un muro possa resistere al carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

dove:

V_d è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso del muro;

R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Le espressioni per il calcolo della capacità portante si differenziano in dipendenza dalle condizioni in cui si trova il terreno.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate ($\phi = 0$) si calcola come:

$$R_d = [5,14 \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q] \cdot A'$$

mentre in condizioni drenate si calcola come:

$$R_d = [c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma] \cdot A'$$

con:

$A' = B' \cdot L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico;

c_u coesione non drenata;

q pressione litostatica totale sul piano di posa;

N_c, N_q, N_γ fattori di capacità portante;

s_c, s_q, s_γ fattori di forma;

d_c, d_q, d_γ fattori di profondità;

i_c, i_q, i_γ fattori di inclinazione del carico;

b_c, b_q, b_γ fattori di inclinazione della base;

g_c, g_q, g_γ fattori di inclinazione del piano campagna;

z_c, z_q, z_γ fattori per tenere conto delle condizioni sismiche introdotti da Paolucci-Pecker (1997)

Fattori di capacità portante:

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg} \phi} \cdot \text{tg}^2(45 + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{cotg} \phi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi$$

Fattori di forma:

$$s'_c = 0,2 \cdot B' / L'$$

$$s_c = 1 + N_q / N_c \cdot B' / L'$$

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriformi}$$

$$s_q = 1 + B' / L' \cdot \text{tg} \phi$$

$$s_y = 1 - 0,4 \cdot B' / L'$$

Fattori di profondità:

$$d'_c = 1 + 0,4 \cdot K$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \operatorname{tg} \varnothing}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg} \varnothing \cdot (1 - \operatorname{sen} \varnothing)^2 \cdot K$$

$$d_y = 1$$

con:

$$K = D / B' \quad \text{per } D / B' \leq 1$$

$$K = \operatorname{arctg}(D / B') \quad \text{per } D / B' > 1$$

D profondità di posa

Fattori di inclinazione del carico:

$$i'_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A' \cdot c_u \cdot N_c}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \operatorname{tg} \varnothing}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c \cdot \operatorname{cotg} \varnothing}\right)^m$$

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c \cdot \operatorname{cotg} \varnothing}\right)^{m+1}$$

con:

$$m = \frac{2 + B' / L'}{1 + B' / L'}$$

Fattori di inclinazione del piano campagna:

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \operatorname{tg} \varnothing}$$

$$g_q = (1 - \operatorname{tg} \varepsilon)^2 \cdot \cos \varepsilon$$

$$g_{\gamma} = \frac{g_q}{\cos \varepsilon}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa:

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \operatorname{tg} \varnothing}$$

$$b_q = (1 - \eta \cdot \operatorname{tg} \varnothing)^2$$

$$b_\gamma = (1 - \eta \cdot \operatorname{tg} \varnothing)^2$$

con i limiti:

$$\varepsilon + \eta \leq 90^\circ \quad \text{ed} \quad \varepsilon \leq \varnothing$$

Fattori di sismicità

$$z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{K_h}{\operatorname{tg} \varnothing}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot K_h$$

con:

K_h coefficiente sismico orizzontale

4.9. Stabilità globale

La stabilità globale determina il grado di sicurezza del complesso muro-terrapieno nei confronti di scorrimenti lungo superfici potenziali di rottura.

Il fattore di sicurezza può essere espresso secondo il metodo di Bishop delle strisce come di seguito indicato e la cui soluzione va ricercata per tentativi attraverso iterazioni successive:

$$F_s = \frac{\sum \left[\frac{c \cdot b_i + (W_i + Q_i + F_i) \cdot (1 \pm K_v) \cdot \operatorname{tg} \varnothing - U_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varnothing}{\cos \alpha_i \cdot \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \varnothing \cdot \operatorname{tg} \alpha_i}{F_s}\right)} \right]}{\sum (W_i + Q_i + F_i) \cdot \left[(1 \pm K_v) \cdot \operatorname{sen} \alpha_i + K_h \cdot \frac{e_o}{r} \right]}$$

dove:

W_i peso del concio generico;

Q_i risultante del carico distribuito;

F_i carico concentrato;

U_i forza indotta dalla falda sul concio generico;

K_h coefficiente di intensità sismica orizzontale;

K_v coefficiente di intensità sismica verticale;

b_i larghezza del concio generico;

α_i angolo fra la base del concio ed il piano orizzontale;

c coesione del terreno;

\varnothing angolo di resistenza al taglio del terreno;

r raggio superficie di scorrimento generica;

e_o eccentricità delle forze d'inerzia rispetto al centro di rotazione.

F_s Coefficiente di sicurezza eguale per la componente di coesione e per quella di attrito, e unico per tutti i conci.

5. Esempio di calcolo

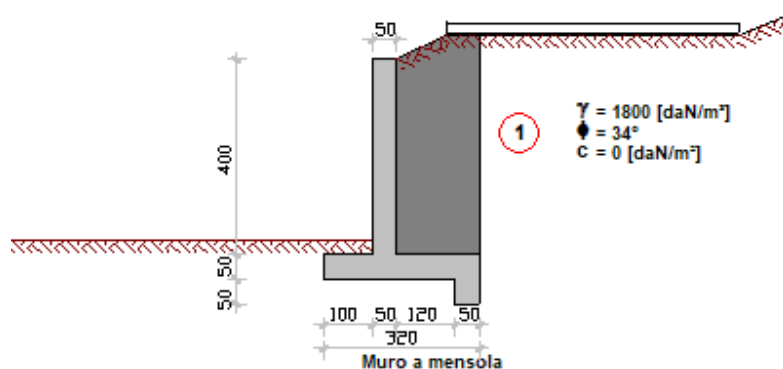
OPERA DI SOSTEGNO - MURO A MENSOLA

Generalità

La progettazione dell'opera prevede il calcolo, la verifica e i disegni esecutivi di un muro di sostegno 'a mensola' ubicato nel comune di Collelongo - (AQ).

Il muro presenta un'altezza di 4,00 m e si sviluppa per una lunghezza di ___ m.

Dati di progetto



Caratteristiche geometriche dell'opera

Di seguito vengono messi in evidenza gli aspetti dimensionali e le caratteristiche geotecniche del muro di sostegno e del terreno. Nei calcoli si farà riferimento ad una profondità del muro pari ad un metro.

| | |
|---|---------------|
| Altezza del muro | [cm] 400 |
| Spessore in testa | [cm] 50 |
| Spessore al piede | [cm] 50 |
| Pendenza paramento interno | [°] 0 |
| Altezza fondazione a monte | [cm] 50 |
| Altezza fondazione a valle | [cm] 50 |
| Altezza fondazione al centro | [cm] 50 |
| Larghezza fondazione | [cm] 320 |
| Larghezza sbalzo interno | [cm] 170 |
| Profondità di posa (rispetto al terreno a valle) | [cm] 80 |
| Lunghezza sperone | [cm] 50 |
| Spessore sperone all'incastro | [cm] 50 |
| Spessore sperone all'estremità | [cm] 50 |
| Peso specifico del muro | [daN/m³] 2500 |
| Angolo di attrito fondazione-terreno (δ_f) | [°] 22,6667 |
| Inclinazione piano di scorrimento fondazione | [°] 10,4915 |

Profilo del terreno e sovraccarico

| Lato | L_x [cm] | Δh [cm] | ϵ [°] | q [daN/m ²] |
|----------|------------|-----------------|----------------|---------------------------|
| 1 | 100 | 50 | 26,5651 | 0 |
| 2 | 600 | 0 | 0,0000 | 1000 |
| 3 | 500 | 200 | 21,8014 | 0 |

dove:

L_x Lunghezza di un tratto del profilo del terreno misurata orizzontalmente
 Δh Dislivello di un tratto del profilo del terreno
 ϵ Inclinazione di un tratto del profilo del terreno
 q Sovraccarico di un tratto del profilo del terreno

Caratteristiche degli strati del terreno

| Strato | H_i | γ_t | ϕ | C | δ | C_a | E | γ_{sat} | C_u |
|----------|-------|-----------------------|--------|------------------------|----------|------------------------|------------------------|-----------------------|------------------------|
| | [cm] | [daN/m ³] | [°] | [daN/cm ²] | [°] | [daN/cm ²] | [daN/cm ²] | [daN/m ³] | [daN/cm ²] |
| 1 | --- | 1800 | 34 | 0,00 | 0 | 0 | 350 | 2000 | 0 |

dove:

H Altezza dello strato di terreno
 E Modulo elastico dello strato di terreno
 γ_t Peso specifico dello strato di terreno
 γ_{sat} Peso specifico saturo dello strato di terreno
 ϕ Angolo di attrito interno dello strato di terreno
 C Coesione dello strato di terreno
 δ Angolo di attrito terra-muro dello strato di terreno
 C_a Adesione terreno-muro
 C_u Coesione non drenata dello strato di terreno

Normative di riferimento

Le fasi di calcolo e verifica delle opere in esame fanno riferimento alle seguenti normative:

- Legge n.1086 del 5/11/1971 e successivi D.M. 14/02/1992 e D.M. 09/01/1996 recanti 'Norme Tecniche per il calcolo, la esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche;
- Legge n.64 del 02/02/1974 e D.M. 16/01/1996 recante 'Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche' e successiva Circ. n.65/AA.GG. 10/04/1997, 'Istruzioni per l'applicazione';
- Norma UNI ENV 1997-1-1: 2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
- D.M. 17/01/2018 'Norme Tecniche per le costruzioni'
- Circ. del C.S.LL.PP. n.7 del 21/01/2019 Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle 'Norme tecniche per le costruzioni'

Materiali

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

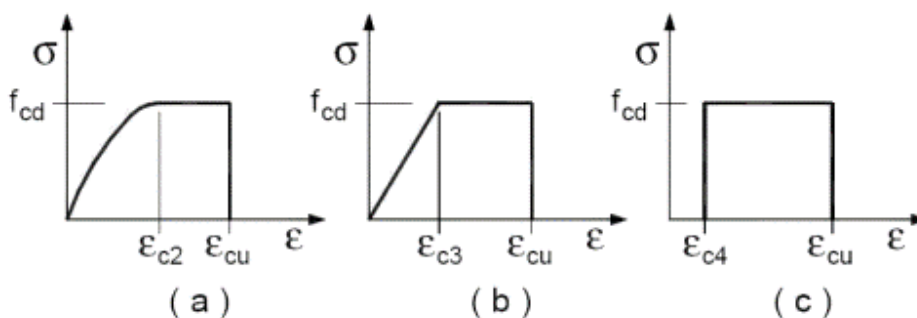
• **Calcestruzzo di classe C20/25**

| | |
|--|-------------------------------|
| - Resistenza caratteristica cubica (R_{ck}) | [daN/cm ²] 250 |
| - Resistenza caratteristica cilindrica (f_{ck}) | [daN/cm ²] 207,5 |
| - Resistenza di calcolo del cls (f_{cd}) | [daN/cm ²] 117,6 |
| - Resistenza tangenziale di calcolo (τ_{Rd}) | [daN/cm ²] 2,6 |
| - Resistenza di calcolo a trazione (f_{ctd}) | [daN/cm ²] 10,6 |
| - Modulo elastico (E_c) | [daN/cm ²] 302005 |
| - Coefficiente parziale del materiale (γ_c) | 1,50 |

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono quelli riportati al punto 4.1.2.1.2.1 del D.M. 17/01/2018; nelle verifiche effettuate è stato adottato il modello σ - ϵ parabola-rettangolo riportato in fig. (a) per il quale si sono assunti i seguenti valori degli allungamenti specifici:

$$\epsilon_{c2} = 0,2\%;$$

$$\epsilon_{cu} = 0,35\%$$



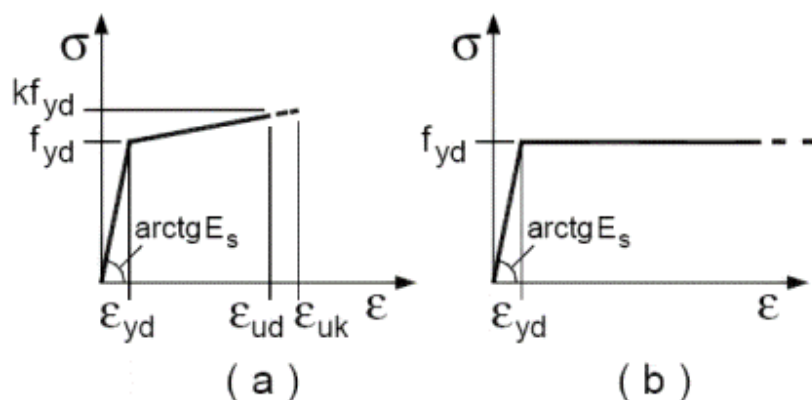
• **Acciaio tipo B450C**

| | |
|---|--------------------------------|
| - Tensione caratteristica di snervamento (f_{yk}) | [daN/cm ²] 4500 |
| - Resistenza di calcolo dell'acciaio (f_{yd}) | [daN/cm ²] 3913,0 |
| - Modulo elastico (E_s) | [daN/cm ²] 2100000 |
| - Coefficiente parziale del materiale (γ_s) | 1,15 |
| - Coeff. di omogeneizzazione | 15 |
| - Copriferro | [cm] 5 |

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono quelli riportati al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 17/01/2018; nelle verifiche effettuate è stato adottato il modello σ - ϵ bilineare finito con incrudimento riportato in fig. (a) per il quale si sono assunti i seguenti valori degli allungamenti specifici:

$$\epsilon_{yd} = 0,186\%;$$

$$\epsilon_{ud} = 6,75\%$$



Pericolosità sismica

Sicurezza e prestazioni attese

La sicurezza dell'opera e le sue prestazioni vengono valutate in relazione agli Stati Limite che si possono verificare durante la vita dell'opera stessa.

La valutazione della spinta del terreno in zona sismica, secondo quanto prevede il D.M. 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni" al § 3.2.3 e al § 7.11.6.2.1, è stata eseguita utilizzando metodi pseudo-statici. Ciò consente di ricondurre l'azione sismica, che è un'azione dinamica variabile nel tempo e nello spazio, ad un insieme di forze statiche equivalenti, orizzontali e verticali, mediante l'utilizzo di coefficienti sismici, che dipendono dalla zona sismica, dalle condizioni locali e dall'entità degli spostamenti ammessi per l'opera considerata.

Verranno prese in considerazione:

- gli Stati Limite Ultimi (SLV) per scongiurare eventuali crisi non reversibili di parte o di tutta la struttura;
- gli Stati Limite di Esercizio (SLD) per assicurare che durante la vita dell'opera non si verifichino danneggiamenti locali al di là dei quali non siano più soddisfatte le prestazioni necessarie per il corretto funzionamento in esercizio della struttura, anche in termini di durabilità della struttura o aspetto.

Caratterizzazione sismica del sito

Per la definizione dei parametri sismici di progetto del sito in esame per i vari Stati Limite, in base alla localizzazione del sito all'interno del reticolo di riferimento nazionale, vengono di seguito definiti:

| | |
|--|------------|
| - Condizioni ambientali: | Ordinarie |
| - Classe d'Uso: | Classe II |
| - Vita Nominale: | [anni] 50 |
| - Longitudine | [°] 13,584 |
| - Latitudine | [°] 41,888 |
| - Periodo di riferimento SLV (V_R) | [anni] 50 |
| - Periodo di riferimento SLD (V_R) | [anni] 475 |

| | |
|--|--------|
| Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per Muro di sostegno (β_m) | 0,38 |
| Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per Stabilità globale (β_s) | 0,30 |
| Coefficiente sismico orizzontale del muro ($K_{h,m}$) | 0,0944 |
| Coefficiente sismico verticale del muro ($K_{v,m}$) | 0,0472 |

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio (VS30) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (NSPT), permettono di classificare le caratteristiche della superficie topografica, ai fini della determinazione dell'azione sismica, come categoria:

"A" *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio

superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.

Risultati analisi sismica

| Stato Lim. | T _R | S _S | S _T | a _{max} |
|------------|----------------|----------------|----------------|------------------|
| | [anni] | [-] | [-] | [g/10] |
| SLE - SLD | 50 | 1,0 | 1,0 | 0,987 |
| SLU - SLV | 475 | 1,0 | 1,0 | 2,485 |

Coefficienti sismici orizzontale (k_h) e verticale (k_v)

| S.L. | Tipo di verifica | β | k _h | k _v |
|------|----------------------------|-----------------------|----------------|----------------|
| SLD | Scorrimento, Carico limite | β _m = 0,47 | 0,046 | 0,023 |
| SLD | Ribaltamento | β _m = 0,71 | 0,070 | 0,035 |
| SLD | Stabilità Globale | β _s = 0,30 | 0,030 | 0,015 |
| SLV | Scorrimento, Carico limite | β _m = 0,38 | 0,094 | 0,047 |
| SLV | Ribaltamento | β _m = 0,57 | 0,142 | 0,071 |
| SLV | Stabilità Globale | β _s = 0,30 | 0,075 | 0,037 |

Dove:

- T_R Periodo di ritorno
- S_S Coefficiente di amplificazione Stratigrafica
- S_T Coefficiente di amplificazione Topografica
- a_{max} Accelerazione orizzontale massima attesa al sito
- β_m Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per Muro di sostegno
- β_s Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per Stabilità globale
- K_h Coefficiente sismico orizzontale del muro
- K_v Coefficiente sismico verticale del muro

Lo stato limite di ribaltamento è trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli delle altre verifiche di resistenza e comunque non superiori all'unità.

Metodo di calcolo e verifica

Spinta del terreno

La pressione esercitata da un terreno contro un muro è simile alla spinta idrostatica; infatti, essa aumenta in funzione della profondità h e può essere così espressa:

$$p = K \cdot h \cdot \gamma$$

dove γ è il peso dell'unità di volume del terreno e K è un coefficiente che dipende dall'angolo di attrito interno, dagli angoli di inclinazione del terrapieno e del paramento del muro, dall'angolo di attrito terra-muro, nonché dal tipo di spinta che si vuole calcolare (attiva e passiva).

Per il calcolo della spinta, si è utilizzata la teoria di Coulomb, opportunamente modificata ed ampliata per tener conto di tutte le eventualità che possono presentarsi:

- Attrito terra-muro

- Paramento inclinato
- Profilo del piano di campagna di forma generica
- Carichi disposti in maniera arbitraria sul profilo
- Stratigrafia del terreno
- Falda acquifera

Vengono esaminate tutte le possibili superfici di scorrimento per individuare in automatico quella per la quale la spinta è massima. Tali superfici si dipartono dal vertice in basso della fondazione a monte facendo variare gradualmente l'angolo tra la superficie ed il paramento verticale.

Nel caso di presenza di falda acquifera retrostante al muro e assenza di drenaggio, se ne tiene conto sia nel calcolo della spinta che nella verifica a carico limite della fondazione, considerando la sottospinta di galleggiamento.

Per quanto riguarda le azioni sismiche, per ogni spinta, viene calcolato il corrispondente incremento sismico valutando la massa della cuneo e moltiplicandola per il coefficiente sismico orizzontale K_h .

Approccio metodologico

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 17 gennaio 2018.

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte. Da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

| PARAMETRO | Grandezza | Coefficiente γ_M | (M1) | (M2) |
|---------------------------|--------------|-------------------------|------|------|
| Tangente angolo d'attrito | $\tan \phi'$ | $\gamma_{\phi\sigma}$ | 1.00 | 1.25 |
| Coesione efficace | c'_k | $\gamma_{c'}$ | 1.00 | 1.25 |
| Resistenza non drenata | c_{uk} | γ_{cu} | 1.00 | 1.40 |
| Peso dell'unità di volume | γ | γ_γ | 1.00 | 1.00 |

Tab. 6.5.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

| VERIFICA | Coeff. parziale γ_R (R3) |
|------------------------------------|---------------------------------|
| Capacità portante della fondazione | 1.4 |
| Scorrimento | 1.1 |
| Ribaltamento | 1.15 |
| Resistenza del terreno a valle | 1.4 |

Nelle verifiche di sicurezza per effetto delle azioni sismiche si controlla che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione [6.2.1], ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III.

Tab. 7.11.III – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi (SLV) dei muri di sostegno.

| VERIFICA | Coeff. parziale γ_R |
|------------------------------------|----------------------------|
| Capacità portante della fondazione | 1.2 |
| Scorrimento | 1.0 |
| Ribaltamento | 1.0 |
| Resistenza del terreno a valle | 1.2 |

Prescrizioni per lo Stato Limite Ultimo

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove:

G_1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

G_2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P pretensione e precompressione;

Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;

- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

$\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_P$ coefficienti parziali come definiti nella Tab. 6.2.I del DM 17 gennaio 2018;

ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

| CARICHI | EFFETTO | Coefficiente γ_F | (EQU) | (A1) | (A2) |
|---------------------------------------|-------------|-------------------------|-------|------|------|
| Carichi permanenti G_1 | favorevoli | γ_{G1} | 0.9 | 1.0 | 1.0 |
| Carichi permanenti G_1 | sfavorevoli | γ_{G1} | 1.1 | 1.3 | 1.0 |
| Carichi perman. non strutturali G_2 | favorevoli | γ_{G2} | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| Carichi perman. non strutturali G_2 | sfavorevoli | γ_{G2} | 1.5 | 1.5 | 1.3 |
| Carichi variabili Q | favorevoli | γ_{Qi} | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| Carichi variabili Q | sfavorevoli | γ_{Qi} | 1.5 | 1.5 | 1.3 |

Le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati tabulati di calcolo.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove:

- E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P_k rappresenta pretensione e precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Valori dei coefficienti di combinazione ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i}

| Categoria/Azione | ψ_{0i} | ψ_{1i} | ψ_{2i} |
|---|-------------|-------------|-------------|
| Categoria A – Ambienti ad uso residenziale | 0.7 | 0.5 | 0.3 |
| Categoria B – Uffici | 0.7 | 0.5 | 0.3 |
| Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento | 0.7 | 0.7 | 0.6 |
| Categoria D – Ambienti ad uso commerciale | 0.7 | 0.7 | 0.6 |
| Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale | 1.0 | 0.9 | 0.8 |
| Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN) | 0.7 | 0.7 | 0.6 |
| Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN) | 0.7 | 0.5 | 0.3 |
| Categoria H – Coperture accessibili per sola manutenzione | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| Categoria I – Coperture praticabili (da valutarsi caso per caso) | | | |
| Vento | 0.6 | 0.2 | 0.0 |
| Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.) | 0.5 | 0.2 | 0.0 |
| Neve (a quota > 1000 m s.l.m.) | 0.7 | 0.5 | 0.2 |
| Variazioni termiche | 0.6 | 0.5 | 0.0 |

Prescrizioni per lo Stato Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 17 gennaio 2018 - Norme tecniche per le costruzioni - al punto 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

Combinazione caratteristica o rara: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

Combinazione frequente: $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + \psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$

Combinazione quasi permanente: $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

dove:

| | |
|-------------|--|
| G_{kj} | valore caratteristico della j-esima azione permanente; |
| P_{kh} | valore caratteristico della h-esima deformazione impressa; |
| Q_{k1} | valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione; |
| Q_{ki} | valore caratteristico della i-esima azione variabile; |
| ψ_{0i} | coefficiente di combinazione delle azioni variabili di durata breve (valore raro); |
| ψ_{1i} | coefficiente di combinazione delle azioni variabili di valore frequente; |
| ψ_{2i} | coefficiente di combinazione delle azioni variabili di valore quasi permanente. |

Le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico variabile è stata considerata sollecitazione di base. Per ognuna delle combinazioni ottenute sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli risultati di calcolo sono riportanti i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

Verifica di Stabilità Globale

Per la verifica di stabilità globale è stato assimilato tutto il complesso muro-terreno ad un pendio. Esso deve essere al sicuro da fenomeni d'instabilità che in genere si sviluppano su superfici di scorrimento assimilabili a circonferenze.

Sono state ipotizzate varie superfici di scorrimento in modo da interessare tutta la parte di terreno potenzialmente soggetta ad instabilità. Sono state escluse le superfici che intercettano il muro, i pali e i tiranti. Per ognuna di esse sono state calcolate le forze motrici e le forze resistenti.

Il calcolo è stato effettuato secondo il metodo classico di Bishop, suddividendo il complesso terreno-muro incluso nel cerchio in esame in settori verticali sufficientemente piccoli, e calcolando le forze resistenti per attrito e coesione alla base, che si oppongono alla forza di scorrimento del settore.

Il coefficiente di sicurezza in condizioni statiche (NON sismiche) è dato dal rapporto fra le forze resistenti e quelle motrici. Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo. Le verifiche di sicurezza per effetto delle azioni sismiche, invece, si controlla che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione [6.2.1]), ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1,2$ (§ 7.11.4).

L'azione sismica è stata valutata come previsto dal D.M. 17.01.2018 al § 7.11.3.5.2.

Verifica a Ribaltamento

Nella verifica a ribaltamento è stato scelto come punto di rotazione il vertice in basso a valle della fondazione.

- Il Momento Ribaltante è dovuto alla componente orizzontale della spinta, all'incremento sismico di essa e ad eventuali carichi esterni che possono contribuire al ribaltamento.
- Il Momento Stabilizzante è dovuto al peso proprio del muro, del terreno su esso agente, ad eventuali carichi esterni che possono contribuire alla stabilità ed ai tiranti.

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto Momento Stabilizzante/Momento Ribaltante. Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio adottato, considerando il sistema come un corpo rigido.

Verifica a Scorrimento

Nella verifica a scorrimento sono state prese in considerazione tutte le forze agenti che innescano un meccanismo di traslazione lungo il piano di posa della fondazione per superamento dei limiti di attrito e coesione, tenendo conto dell'inclinazione del piano di posa e dell'eventuale presenza di speroni.

La Forza Agente è la spinta con i suoi incrementi sismici ed eventuali forze esterne che agiscono nello stesso verso.

La Forza Resistente è rappresentata dall'attrito e dalla coesione agente sulla fondazione, dalla presenza di tiranti e di pali, da particolari costruttivi quali gli speroni che servono ad aumentare la resistenza allo scorrimento oltre ad eventuali forze esterne che agiscono nello stesso verso.

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto Forza Resistente/Forza Agente. Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio adottato e il rapporto più gravoso, in relazione al corrispondente coefficiente R, dipendente dall'approccio e dalla combinazione considerata, è stato riportato come Coefficiente di Sicurezza a Scorrimento.

Verifica a Carico Limite

È stato calcolato il carico limite secondo la metodologia dovuta al Terzaghi, considerando la profondità d'interramento della fondazione, la stratigrafia degli strati sotto la fondazione, l'eventuale presenza della falda idrica, l'inclinazione del piano di posa della fondazione, l'inclinazione e l'eccentricità dei carichi esterni.

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto Carico Limite / Carichi Agenti. Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio adottato e il rapporto più gravoso, in relazione al corrispondente coefficiente R, dipendente dall'approccio e dalla combinazione considerata, è stato riportato come Coefficiente di Sicurezza a Carico Limite.

Progetto e Verifica degli elementi strutturali

Le sollecitazioni per le successive verifiche vengono calcolate in una serie di sezioni predefinite sia sul paramento che sulla fondazione a monte ed a valle (muri a mensola).

Esse sono in genere a passo costante, ma se esistono delle singolarità, come ad es. gradoni, speroni, mensole esse vengono opportunamente posizionate in corrispondenza di tali punti.

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni in base al D.M. 17.01.2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'eventuale azione del sisma.
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

Per quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito in presenza di pressoflessione retta, utilizzato per verificare le seguenti sezioni:

- Paramento: attacco con la fondazione, a mezza altezza e ad ogni variazione non continua di sezione.
- Fondazione: le due sezioni, rispettivamente a valle e a monte, di attacco con il Paramento.
- Mensola: la sezione di attacco con il Paramento.
- Sperone: la sezione di attacco con la Fondazione.

Viene ipotizzata un'armatura iniziale che rispetti i minimi normativi, quindi per tutte le coppie (N, Mx), individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il momento ultimo in funzione di N, quindi il coefficiente di sicurezza rapportando tale momento ultimo a Mx.

Se per almeno una di queste coppie il coefficiente di sicurezza risulta inferiore a 1 si incrementa l'armatura e si ripete il procedimento fino a che per tutte le coppie (N, Mx) il coefficiente di sicurezza risulta al più pari a 1.

Nei tabulati di calcolo, per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la coppia (N, Mx) che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti.

Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

Per quanto riguarda le verifiche al Taglio è stata utilizzata la formulazione [4.1.23] riportata al § 4.1.2.3.5.1 valida per elementi senza armatura resistente a taglio in quanto non sono state utilizzate armature specifiche per l'assorbimento del taglio. Anche qui per tutte le combinazioni di carico è stata controllata la relazione [4.1.22] ed è stato riportato il minimo coefficiente di sicurezza fra tutti i rapporti V_{Rd}/V_{Ed} .

Azioni sul paramento interno

Azioni sul paramento interno della parete

| Condizione | | Statica | Sismica | Sismica |
|--|------|---------|--------------------|--------------------|
| Combinazione | | (A1+M1) | K _v (+) | K _v (-) |
| Spinta terreno (S _t) | [kN] | 63,78 | 61,24 | 56,69 |
| Spinta sovraccarico (S _q) | [kN] | 11,80 | 10,58 | 9,86 |
| Spinta da coesione (S _c) | [kN] | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| Spinta idrostatica (E _{ws}) | [kN] | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| Spinta idrodinamica (E _{wd}) | [kN] | --- | 0,00 | 0,00 |
| Spinta passiva totale (S _p) | [kN] | 2,87 | 2,85 | 2,58 |
| Spinta passiva mobilitata (0%) (S _p) | [kN] | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| Forze d'inerzia muro (F _{i,Wm}) | [kN] | --- | 4,72 | 4,72 |
| Forze d'inerzia terreno (F _{i,Wt}) | [kN] | --- | 12,57 | 12,57 |
| Peso mensola (W _p) | [kN] | 50,00 | 52,36 | 47,64 |
| Peso terreno (W _t) | [kN] | 0,00 | 0,00 | 0,00 |

Sollecitazioni al piede della parete

| Condizione | | Statica | Sismica | Sismica |
|------------------------------------|--------|---------|--------------------|--------------------|
| Combinazione | | (A1+M1) | K _v (+) | K _v (-) |
| Momento (M _p) | [kN·m] | 108,65 | 112,26 | 104,75 |
| Sforzo Normale (N _p) | [kN] | 50,00 | 52,36 | 47,64 |
| Sforzo Tagliante (V _p) | [kN] | 75,59 | 76,54 | 71,27 |

Azioni e sollecitazioni sul terreno

Azioni sulla parete verticale del terreno

| Condizione | | Statica | Sismica | Sismica |
|---|------|---------|--------------------|--------------------|
| Combinazione | | (A1+M1) | K _v (+) | K _v (-) |
| Spinta terreno (S _t) | [kN] | 82,69 | 78,82 | 72,91 |
| Spinta sovraccarico (S _q) | [kN] | 21,21 | 17,52 | 16,21 |
| Spinta da coesione (S _c) | [kN] | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| Spinta idrostatica (E _{ws}) | [kN] | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| Spinta idrodinamica (E _{wd}) | [kN] | --- | 0,00 | 0,00 |
| Spinta passiva totale (S _p) | [kN] | 20,37 | 20,29 | 18,36 |
| Spinta passiva mobilitata (0%) (S _p) | [kN] | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| Forze d'inerzia muro (F _{i,Wm}) | [kN] | --- | 9,09 | 9,09 |
| Forze d'inerzia terreno (F _{i,Wt}) | [kN] | --- | 12,57 | 12,57 |
| Forze d'inerzia sovraccarico (F _{i,Wq}) | [kN] | --- | 0,66 | 0,66 |
| Peso muro (W _m) | [kN] | 96,25 | 100,79 | 91,71 |
| Peso terreno (W _t) | [kN] | 133,20 | 139,49 | 126,91 |
| Peso sovraccarico (W _q) | [kN] | 10,50 | 7,33 | 6,67 |

Sollecitazioni in fondazione - Ribaltamento

| Condizione | | Statica | Sismica | Sismica |
|--|--------|---------|--------------------|--------------------|
| Combinazione | | (A1+M1) | K _v (+) | K _v (-) |
| Momento Stabilizzante (M _S) | [kN·m] | 462,98 | 488,14 | 444,14 |
| Momento Ribaltante (M _R) | [kN·m] | 190,84 | 222,11 | 208,99 |
| Coeff. Sic. (M _S /M _R)/γ _R | [-] | 1,733 | 2,198 | 2,125 |

Sollecitazioni in fondazione - Scorrimento

| Condizione | | Statica | Sismica | Sismica |
|---|-------|---------|--------------------|--------------------|
| Combinazione | | (A1+M1) | K _v (+) | K _v (-) |
| Resistenze di progetto (R _d) | [kN] | 93,73 | 109,29 | 99,66 |
| Azioni di progetto (E _d) | [kN] | 66,08 | 78,64 | 74,97 |
| Coeff. di Sicurezza (R _d /E _d) | [-] | 1,418 | 1,390 | 1,329 |

Carico limite fondazione-terreno

Applicando l'analisi pseudo-statica, l'azione sismica si traduce in due effetti distinti: un effetto inerziale (i) a causa delle accelerazioni nel sottosuolo e nella fondazione dovute all'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione; un effetto cinematico (k), per l'azione delle forze inerziali nel terreno provocate dall'azione sismica.

Per un'azione sismica, modellata attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti si esprimono mediante i coefficienti sismici K_{hi} e K_{hk} , di cui: K_{hi} rappresenta l'ordinata dello spettro di progetto inelastico (componente orizzontale) ed è corrispondente al rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione; K_{hk} è espresso in funzione dell'accelerazione massima attesa al sito e corrisponde al coefficiente sismico orizzontale K_h specificato per i pendii.

Influenza dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale e all'effetto cinematico

L'effetto inerziale produce variazioni su tutti i coefficienti di carico limite N_c , N_q , N_y (attraverso i coefficienti di inclinazione dei carichi i_c , i_q , i_y) in funzione del coefficiente sismico K_{hi} i cui effetti sono già tenuti in conto nelle

azioni sul muro.

L'effetto cinematico modifica solo il coefficiente N_γ in funzione del coefficiente sismico k_{hk} e se ne tiene conto introducendo il coefficiente correttivo $e_{\gamma''k}$.

Capacità portante fondazione

| Condizione Combinazione | Statica (A1+M1) | Sismica K_v(+) | Sismica K_v(-) |
|--|----------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| Eccentricità fondazione (e_f) [m] | 0,433 | 0,526 | 0,556 |
| Base ridotta fondazione ($B_{f,r}$) [m] | 2,334 | 2,149 | 2,088 |
| Fattore di portanza (N_q) | 29,440 | 15,301 | 15,301 |
| Fattore di portanza (N_c) | 42,164 | 26,503 | 26,503 |
| Fattore di portanza (N_γ) | 38,366 | 15,434 | 15,434 |
| Fattore di forma (s_q) | 2,305 | 2,020 | 1,991 |
| Fattore di forma (s_c) | 2,351 | 2,092 | 2,061 |
| Fattore di forma (s_γ) | 0,300 | 0,355 | 0,374 |
| Fattore di profondità (d_q) | 1,090 | 1,111 | 1,114 |
| Fattore di profondità (d_c) | 1,093 | 1,119 | 1,122 |
| Fattore di profondità (d_γ) | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| Fattore inclinazione carichi (i_q) | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| Fattore inclinazione carichi (i_c) | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| Fattore inclinazione carichi (i_γ) | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| Fattore inclinaz. fondazione (b_q) | 0,768 | 0,812 | 0,812 |
| Fattore inclinaz. fondazione (b_c) | 0,760 | 0,799 | 0,799 |
| Fattore inclinaz. fondazione (b_γ) | 0,768 | 0,812 | 0,812 |
| Fattore inclinaz. terreno (g_q) | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| Fattore inclinaz. terreno (g_c) | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| Fattore inclinaz. terreno (g_γ) | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| Fattore sismico (z_q) | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| Fattore sismico (z_c) | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| Fattore sismico (z_γ) | 1,000 | 0,986 | 0,986 |
| Carico limite (Q_{lim}) [daN/cm ²] | 10,038 | 4,865 | 4,837 |
| Resistenze di progetto (R_d) [kN] | 1673,25 | 746,72 | 721,30 |
| Azioni di progetto (E_d) [kN] | 234,85 | 247,61 | 225,29 |
| Coeff. di sicurezza (R_d/E_d) | 7,125 | 3,016 | 3,202 |

Verifica stabilità globale

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno viene effettuata secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2: (A2+M2+R2) adoperando il coefficiente parziale del gruppo (R2) per i fronti di scavo: Tabella 6.8.I

Verifica stabilità globale in condizioni statiche

Origine degli assi (X=0; Y=0): spigolo superiore sinistro mensola verticale

Ascissa del centro della superficie di scorrimento (X_c) [m] -0,50

Ordinata del centro della superficie di scorrimento (Y_c) [m] 1,50

Raggio della superficie di scorrimento (R) [m] 7,04

Sviluppo dell'arco di cerchio (S) [m] 15,26

Larghezza delle strisce (L_s) [cm] 60,0

Coefficiente parziale resistenza a scorrimento globale (γ_R) 1,1

Fattore di sicurezza del versante (FS) 1,455 > 1

Fattori di sicurezza griglia

Dimensioni maglia principale: $d_x=50$ cm; $d_y=50$ cm

Griglia principale: nodi orizz. = 5; nodi vert. = 5

Fattori di sicurezza griglia

| Cerchio n. | X_c [cm] | Y_c [cm] | R [cm] | FS |
|------------|------------|------------|--------|-------|
| 1 | 0 | 100 | 639 | 1,473 |
| 2 | -50 | 100 | 658 | 1,498 |
| 3 | -100 | 100 | 680 | 1,503 |
| 4 | -150 | 100 | 705 | 1,584 |
| 5 | -200 | 100 | 732 | 1,690 |
| 6 | 0 | 150 | 686 | 1,498 |
| 7 | -50 | 150 | 704 | 1,455 |
| 8 | -100 | 150 | 724 | 1,502 |
| 9 | -150 | 150 | 748 | 1,570 |
| 10 | -200 | 150 | 774 | 1,651 |
| 11 | 0 | 200 | 734 | 1,542 |
| 12 | -50 | 200 | 750 | 1,478 |
| 13 | -100 | 200 | 770 | 1,518 |
| 14 | -150 | 200 | 792 | 1,543 |
| 15 | -200 | 200 | 816 | 1,628 |
| 16 | 0 | 250 | 782 | 1,500 |
| 17 | -50 | 250 | 797 | 1,513 |
| 18 | -100 | 250 | 815 | 1,495 |
| 19 | -150 | 250 | 836 | 1,537 |
| 20 | -200 | 250 | 860 | 1,597 |
| 21 | 0 | 300 | 830 | 1,551 |
| 22 | -50 | 300 | 844 | 1,493 |
| 23 | -100 | 300 | 862 | 1,510 |
| 24 | -150 | 300 | 881 | 1,524 |
| 25 | -200 | 300 | 904 | 1,594 |

Parametri delle strisce per il cerchio critico n. 7

| Concio | H_m [m] | b [m] | h_w [m] | c-L [kN/m] | α [°] | W_i [kN] | N_i [kN] | S_i [kN] | U_i [kN] | T_i [kN] |
|--------|-----------|-------|-----------|------------|--------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| 1 | 1,00 | 0,60 | 0,00 | 0,00 | 73,30 | 16,80 | 4,83 | 16,09 | 0,00 | 2,60 |
| 2 | 2,52 | 0,60 | 0,00 | 0,00 | 59,90 | 33,19 | 16,65 | 28,71 | 0,00 | 8,98 |
| 3 | 3,41 | 0,60 | 0,00 | 0,00 | 51,13 | 42,80 | 26,86 | 33,32 | 0,00 | 14,49 |
| 4 | 4,07 | 0,60 | 0,00 | 0,00 | 43,84 | 49,93 | 36,01 | 34,59 | 0,00 | 19,43 |
| 5 | 4,58 | 0,60 | 0,00 | 0,00 | 37,38 | 55,52 | 44,11 | 33,70 | 0,00 | 23,80 |
| 6 | 5,00 | 0,60 | 0,00 | 0,00 | 31,44 | 59,97 | 51,17 | 31,28 | 0,00 | 27,61 |
| 7 | 5,33 | 0,60 | 0,00 | 0,00 | 25,86 | 63,52 | 57,16 | 27,71 | 0,00 | 30,84 |
| 8 | 5,58 | 0,60 | 0,00 | 0,00 | 20,54 | 69,92 | 65,48 | 24,53 | 0,00 | 35,33 |
| 9 | 5,67 | 0,60 | 0,00 | 0,00 | 15,40 | 65,34 | 63,00 | 17,35 | 0,00 | 33,99 |
| 10 | 5,56 | 0,60 | 0,00 | 0,00 | 10,38 | 62,97 | 61,94 | 11,35 | 0,00 | 33,42 |
| 11 | 3,65 | 0,60 | 0,00 | 0,00 | 5,44 | 33,00 | 32,85 | 3,13 | 0,00 | 17,73 |
| 12 | 1,83 | 0,60 | 0,00 | 0,00 | 0,55 | 21,88 | 21,88 | 0,21 | 0,00 | 11,81 |
| 13 | 1,81 | 0,60 | 0,00 | 0,00 | -4,35 | 20,50 | 20,44 | -1,55 | 0,00 | 11,03 |
| 14 | 1,74 | 0,60 | 0,00 | 0,00 | -9,27 | 18,79 | 18,55 | -3,03 | 0,00 | 10,01 |
| 15 | 1,61 | 0,60 | 0,00 | 0,00 | -14,27 | 17,44 | 16,90 | -4,30 | 0,00 | 9,12 |
| 16 | 1,43 | 0,60 | 0,00 | 0,00 | -19,38 | 15,48 | 14,60 | -5,13 | 0,00 | 7,88 |
| 17 | 1,19 | 0,60 | 0,00 | 0,00 | -24,66 | 12,85 | 11,68 | -5,36 | 0,00 | 6,30 |
| 18 | 0,88 | 0,60 | 0,00 | 0,00 | -30,17 | 9,48 | 8,19 | -4,76 | 0,00 | 4,42 |
| 19 | 0,49 | 0,60 | 0,00 | 0,00 | -36,02 | 5,24 | 4,24 | -3,08 | 0,00 | 2,29 |
| 20 | 0,13 | -0,04 | 0,00 | 0,00 | -39,61 | -0,10 | -0,08 | 0,06 | 0,00 | -0,04 |

con:

- H_m altezza media del concio
- b larghezza del concio
- h_w altezza del concio immerso
- c coesione strato di terreno alla base del concio
- L lunghezza corda alla base del concio
- α inclinazione corda sull'orizzontale
- W_i peso del concio e relativi carichi applicati
- N_i sforzo normale alla base del concio
- S_i sforzo di taglio sollecitante alla base del concio
- U_i sforzo dovuto alla pressione neutra alla base del concio
- T_i sforzo di taglio resistente alla base del concio

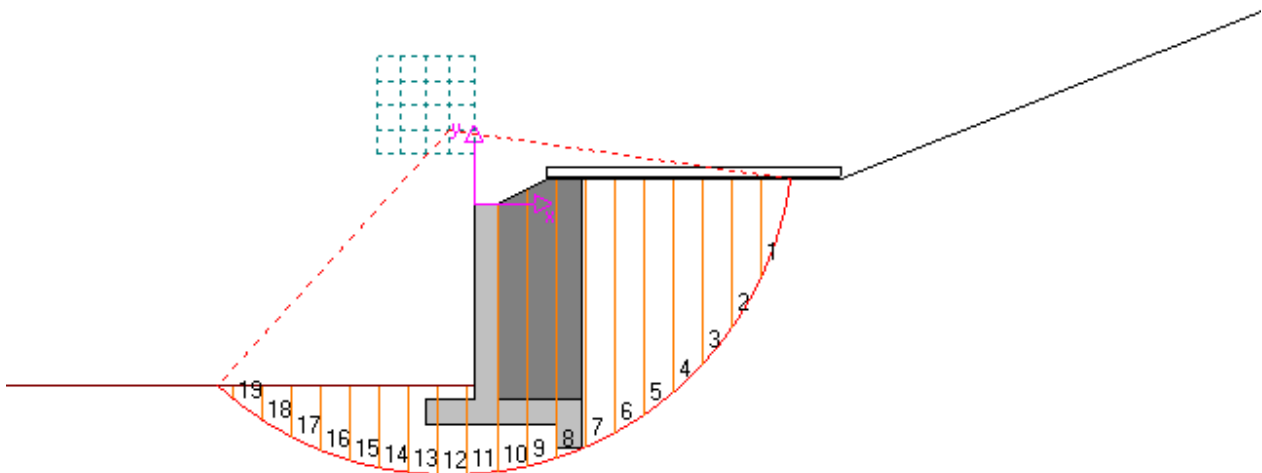
Stabilità Globale in condizioni Statiche

$X_c = -0,50 \text{ m}$

$Y_c = 1,50 \text{ m}$

$R = 7,04 \text{ m}$

$F_s = 1,45 > 1 \text{ OK!}$



Verifiche di resistenza SLU

Pressioni sul terreno e sollecitazioni mensole in fondazione

| Condizione | | Statica | Sismica | Sismica |
|-----------------------------|------------------------|---------|----------|----------|
| Combinazione | | (A1+M1) | $K_v(+)$ | $K_v(-)$ |
| Pressione massima terreno | [daN/cm ²] | 1,33 | 1,54 | 1,44 |
| Pressione minima terreno | [daN/cm ²] | 0,14 | 0,01 | -0,03 |
| Percentuale di compressione | [%] | 100 | 100 | 97,85 |
| Pressione incastro a monte | [daN/cm ²] | 0,77 | 0,82 | 0,75 |

| | | | | |
|----------------------------|------------------------|--------|--------|---------|
| Momento incastro a monte | [kN·m] | -83,18 | -92,96 | -100,36 |
| Taglio incastro a monte | [kN] | 77,18 | 83,68 | 93,31 |
| Pressione incastro a valle | [daN/cm ²] | 0,96 | 1,06 | 0,98 |
| Momento incastro a valle | [kN·m] | 54,04 | 62,63 | 58,04 |
| Taglio incastro a valle | [kN] | 101,87 | 117,31 | 108,42 |

Verifica sezioni mensole (condizione statica: (A1+M1))

| Sezione (b×h) | M _{Ed} | N _{Ed} | V _{Ed} | A _f | A' _f | A _{rip} | M _{Rd} | V _{Rd} |
|---------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|--------------------|--------------------|----------------------|-----------------|-----------------|
| [cm×cm] | [kN·m] | [kN] | [kN] | [cm ²] | [cm ²] | [cm ² /m] | [kN·m] | [kN] |
| Sezione a 1/3·H (100×50) | 5,77 | 16,67 | 11,02 | 4,52 | 4,52 | 3,35 | 178,09 | 117,25 |
| Sezione a 2/3·H (100×50) | 35,69 | 33,33 | 36,22 | 7,92 | 4,52 | 5,03 | 169,42 | 143,08 |
| Sezione al piede (100×50) | 108,65 | 50,00 | 75,59 | 7,92 | 4,52 | 5,03 | 151,14 | 145,33 |
| Mensola a monte (100×50) | -83,18 | 0,00 | 77,18 | 6,79 | 6,79 | 7,73 | -118,98 | 131,64 |
| Mensola a valle (100×50) | 54,04 | 0,00 | 101,87 | 6,79 | 6,79 | 7,73 | 118,98 | 131,64 |
| Dente fondazione (100×50) | 25,97 | 0,00 | 103,90 | 6,79 | 6,79 | 8,94 | 118,98 | 131,64 |

Verifica sezioni mensole (condizione Sismica: Kv(+))

| Sezione (b×h) | M _{Ed} | N _{Ed} | V _{Ed} | A _f | A' _f | A _{rip} | M _{Rd} | V _{Rd} |
|---------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|--------------------|--------------------|----------------------|-----------------|-----------------|
| [cm×cm] | [kN·m] | [kN] | [kN] | [cm ²] | [cm ²] | [cm ² /m] | [kN·m] | [kN] |
| Sezione a 1/3·H (100×50) | 6,42 | 17,45 | 11,90 | 4,52 | 4,52 | 3,35 | 154,39 | 117,35 |
| Sezione a 2/3·H (100×50) | 37,80 | 34,91 | 37,42 | 7,92 | 4,52 | 5,03 | 168,97 | 143,29 |
| Sezione al piede (100×50) | 112,26 | 52,36 | 76,54 | 7,92 | 4,52 | 5,03 | 151,36 | 145,65 |
| Mensola a monte (100×50) | -92,96 | 0,00 | 83,68 | 6,79 | 6,79 | 7,73 | -118,98 | 131,64 |
| Mensola a valle (100×50) | 62,63 | 0,00 | 117,31 | 6,79 | 6,79 | 7,73 | 118,98 | 131,64 |
| Dente fondazione (100×50) | 29,67 | 0,00 | 118,66 | 6,79 | 6,79 | 8,94 | 118,98 | 131,64 |

Verifica sezioni mensole (condizione Sismica: Kv(-))

| Sezione (b×h) | M _{Ed} | N _{Ed} | V _{Ed} | A _f | A' _f | A _{rip} | M _{Rd} | V _{Rd} |
|---------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|--------------------|--------------------|----------------------|-----------------|-----------------|
| [cm×cm] | [kN·m] | [kN] | [kN] | [cm ²] | [cm ²] | [cm ² /m] | [kN·m] | [kN] |
| Sezione a 1/3·H (100×50) | 6,04 | 15,88 | 11,16 | 4,52 | 4,52 | 3,35 | 142,20 | 117,14 |
| Sezione a 2/3·H (100×50) | 35,36 | 31,76 | 34,92 | 7,92 | 4,52 | 5,03 | 167,90 | 142,87 |
| Sezione al piede (100×50) | 104,75 | 47,64 | 71,27 | 7,92 | 4,52 | 5,03 | 150,96 | 145,01 |
| Mensola a monte (100×50) | -100,36 | 0,00 | 93,31 | 6,79 | 6,79 | 7,73 | -118,98 | 131,64 |
| Mensola a valle (100×50) | 58,04 | 0,00 | 108,42 | 6,79 | 6,79 | 7,73 | 118,98 | 131,64 |
| Dente fondazione (100×50) | 27,86 | 0,00 | 111,44 | 6,79 | 6,79 | 8,94 | 118,98 | 131,64 |

con:

- M_{Ed} momento di calcolo
- N_{Ed} sforzo normale di calcolo
- V_{Ed} sforzo di taglio di calcolo
- A_f armatura longitudinale tesa
- A'_f armatura longitudinale compressa
- A_{rip} armatura trasversale di ripartizione
- M_{Rd} momento resistente ultimo
- N_{Rd} sforzo normale resistente ultimo
- V_{Rd} taglio resistente ultimo

Verifiche di resistenza SLE

Verranno eseguite le verifiche per lo stato limite di limitazione delle tensioni, le verifiche delle deformazioni del terreno e le verifiche di fessurazione del calcestruzzo. Per tali verifiche si farà riferimento ai valori caratteristici delle azioni, delle resistenze e dei parametri dei materiali.

Valori caratteristici azioni sulla parete

| | | |
|--|------|-------|
| Spinta del terreno (S_t) | [kN] | 49,06 |
| Spinta del sovraccarico (S_q) | [kN] | 7,87 |
| Spinta da coesione (S_c) | [kN] | 0,00 |
| Spinta idrostatica (E_{ws}) | [kN] | 0,00 |
| Spinta passiva totale (S_p) | [kN] | 2,87 |
| Spinta passiva mobilitata (0%) (S_p) | [kN] | 0,00 |

Valori caratteristici azioni in fondazione

| | | |
|--|------|--------|
| Spinta del terreno (S_t) | [kN] | 63,60 |
| Spinta del sovraccarico (S_q) | [kN] | 14,14 |
| Spinta da coesione (S_c) | [kN] | 0,00 |
| Spinta idrostatica (E_{ws}) | [kN] | 0,00 |
| Spinta passiva totale (S_p) | [kN] | 20,37 |
| Spinta passiva mobilitata (0%) (S_p) | [kN] | 0,00 |
| Peso muro (W_m) | [kN] | 96,25 |
| Peso terreno (W_t) | [kN] | 133,20 |
| Peso sovraccarico (W_q) | [kN] | 7,00 |

Verifica dello stato limite di limitazione delle tensioni

Le tensioni di lavoro del ferro e del calcestruzzo, valutate per le combinazioni 'Rara' e 'Quasi Permanente', non devono risultare superiori ai valori limite:

$$\begin{aligned} \sigma_c < 0,60 \cdot f_{ck} &= 124,5 \text{ [daN/cm}^2\text{]} && \text{per combinazione 'Rara'} \\ \sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck} &= 93,4 \text{ [daN/cm}^2\text{]} && \text{per combinazione 'Quasi Permanente'} \\ \sigma_f < 0,80 \cdot f_{yk} &= 3600 \text{ [daN/cm}^2\text{]} && \text{per combinazione 'Rara' e 'Quasi Permanente'} \end{aligned}$$

Assumendo valori unitari per i coefficienti di combinazione $v_{0,i}$ (Circ. 617/2009 §C6.5.3.2), risultano coincidenti le due combinazioni di carico e pertanto, la verifica per il calcestruzzo verrà riferita alla condizione limite quasi permanente con l'assunzione:

$$\eta_c = 0,45 \cdot f_{ck} / \sigma_c \qquad \eta_f = 0,80 \cdot f_{yk} / \sigma_f$$

Sollecitazioni e verifica dello stato limite di limitazione delle tensioni

| Sezione (b×h) | M_d | N_d | A_f | A'_f | σ_c | σ_f | η_c | η_f |
|---------------------------|--------|-------|--------------------|--------------------|------------------------|------------------------|----------|----------|
| [cm×cm] | [kN·m] | [kN] | [cm ²] | [cm ²] | [daN/cm ²] | [daN/cm ²] | [-] | [-] |
| Sezione a 1/3·H (100×50) | 4,17 | 16,67 | 4,52 | 4,52 | 2,66 | 216,81 | 35,13 | 16,60 |
| Sezione a 2/3·H (100×50) | 26,38 | 33,33 | 7,92 | 4,52 | 13,18 | 795,41 | 7,09 | 4,53 |
| Sezione al piede (100×50) | 81,16 | 50,00 | 7,92 | 4,52 | 40,55 | 2447,24 | 2,30 | 1,47 |
| Mensola a monte (100×50) | -56,12 | 0 | 6,79 | 6,79 | 29,46 | 1966,64 | 3,17 | 1,83 |
| Mensola a valle (100×50) | 43,11 | 0 | 6,79 | 6,79 | 22,64 | 1511,01 | 4,13 | 2,38 |
| Dente fondazione (100×50) | 19,44 | 0 | 6,79 | 6,79 | 10,20 | 681,19 | 9,15 | 5,28 |

con:

| | |
|------------|---|
| M_d | momento di calcolo |
| N_d | sfuerzo normale di calcolo |
| A_f | armatura longitudinale tesa |
| A'_f | armatura longitudinale compressa |
| σ_c | tensione principale di esercizio del calcestruzzo |
| σ_f | tensione principale di esercizio del ferro |
| η_c | coefficiente di sicurezza tensioni nel calcestruzzo |
| η_f | coefficiente di sicurezza tensioni nel ferro |

Verifica Stato Limite di Deformazione

Per la valutazione del cedimento subito dal terreno in seguito alla variazione di carico intervenuta, si farà riferimento al Metodo Edometrico considerando gli strati del terreno suddivisi in sottostrati di spessore 50 cm. La profondità massima considerata sarà quella per cui l'incremento di carico dovuto alla struttura non risulti inferiore del 20% rispetto a quello litostatico.

Il cedimento totale è valutato con l'espressione:

$$W_{tot} = \sum W_i = \sum \Delta\sigma'_{z_i} \cdot \Delta z_i / E_{oi} = 0,06 \text{ cm}$$

Cedimenti in fondazione

| Strato | z_i [m] | E_{oi} [daN/cm ²] | σ'_z [daN/cm ²] | $\Delta\sigma'_z$ [daN/cm ²] | W_i [cm] |
|--------|--------------|------------------------------------|---------------------------------------|---|---------------|
| 1 | 0,25 | 350 | 0,05 | 0,05 | 0,007 |
| 2 | 0,75 | 350 | 0,14 | 0,11 | 0,016 |
| 3 | 1,25 | 350 | 0,23 | 0,11 | 0,016 |
| 4 | 1,75 | 350 | 0,32 | 0,09 | 0,013 |
| 5 | 2,25 | 350 | 0,41 | 0,07 | 0,010 |
| | | | | $W_{tot} =$ | 0,06 |

con:

| | |
|-------------------|---|
| z_i | profondità media dello strato |
| Δz_i | spessore dello strato |
| E_{oi} | modulo elastico edometrico dello strato |
| σ'_z | tensione litostatica a profondità z_i |
| $\Delta\sigma'_z$ | incremento di pressione dovuto al sovraccarico a profondità z_i |
| W_i | cedimento del singolo strato |
| W_{tot} | cedimento totale del terreno |

Verifica Stato Limite di Fessurazione

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può essere eseguita per via indiretta (C.M. 617 §C4.1.2.2.4) con riferimento ai limiti dei diametri e della spaziatura delle barre secondo le seguenti tabelle.

Criteria di scelta dello stato limite di fessurazione

| Condizioni Ambientali | Combinazioni di Carico | Armature Sensibili | | Armature Poco Sensibili | |
|-----------------------|------------------------|--------------------|------------|-------------------------|------------|
| | | Stato Limite | $w_d \leq$ | Stato Limite | $w_d \leq$ |
| Ordinarie | Frequente | apertura fessure | w_2 | apertura fessure | w_3 |
| | Quasi - Permanente | apertura fessure | w_1 | apertura fessure | w_2 |
| Aggressive | Frequente | apertura fessure | w_1 | apertura fessure | w_2 |
| | Quasi - Permanente | decompressione | - | apertura fessure | w_1 |
| Molto Aggressive | Frequente | formazione fessure | - | apertura fessure | w_1 |
| | Quasi - Permanente | decompressione | - | apertura fessure | w_1 |

Diametri massimi barre per controllo fessurazione

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

Spaziatura massima barre per controllo fessurazione

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

Per condizioni ambientali Ordinarie, armature Poco Sensibili e combinazione di carico Quasi - Permanente risulta:

Verifiche della fessurazione

| Sezione (b×h) | M_d | N_d | σ_s | i | i_{lim} | \emptyset | \emptyset_{lim} |
|---------------------------|--------|-------|------------------------|-------|-----------|-------------|-------------------|
| [cm×cm] | [kN·m] | [kN] | [daN/cm ²] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm] |
| Sezione a 1/3·H (100×50) | 4,17 | 16,67 | 216,81 | 250,0 | 300,0 | 12 | 32,0 |
| Sezione a 2/3·H (100×50) | 26,38 | 33,33 | 795,41 | 142,9 | 300,0 | 12 | 32,0 |
| Sezione al piede (100×50) | 81,16 | 50,00 | 2447,24 | 142,9 | 194,1 | 12 | 15,5 |
| Mensola a monte (100×50) | -56,12 | 0,00 | 1966,64 | 166,7 | 254,2 | 12 | 25,6 |
| Mensola a valle (100×50) | 43,11 | 0,00 | 1511,01 | 166,7 | 300,0 | 12 | 32,0 |
| Dente fondazione (100×50) | 19,44 | 0,00 | 681,19 | 166,7 | 300,0 | 12 | 32,0 |

con:

- M_d momento di calcolo
- N_d sforzo normale di calcolo
- σ_s tensione principale di esercizio per comb. q.p.
- i interasse tra le barre di armatura longitudinali
- i_{lim} spaziatura massima consentita tra le barre
- \emptyset diametro delle barre longitudinali
- \emptyset_{lim} diametro massimo consentito per le barre

Computo materiali

Il computo dei materiali viene eseguito per un metro di muro.

Armature principali e secondarie

| Riferimento | Q.ta | Ø [mm] | L [cm] | L _{tot} [cm] | Massa [kg] |
|--------------------------|------|--------|--------|-----------------------|------------|
| Pos. 1 | 6 | 12 | 557 | 3342 | 29,67 |
| Pos. 2 | 6 | 12 | 364 | 2184 | 19,39 |
| Pos. 3 | 4 | 12 | 574 | 2296 | 20,38 |
| Pos. 4 | 3 | 12 | 389 | 1167 | 10,36 |
| Pos. 5 | 4 | 12 | 574 | 2296 | 20,38 |
| Ripart. mens. vert. inf. | 16 | 8 | 100 | 1600 | 6,31 |
| Ripart. mens. vert. sup. | 18 | 8 | 100 | 1800 | 7,10 |
| Ripart. fondazione | 65 | 8 | 100 | 6500 | 25,65 |
| Ripartitori sperone | 10 | 8 | 100 | 1000 | 3,95 |
| Legature | 39 | 6 | var. | 2253 | 5,00 |

Totali per diametro

| Totale | L _{tot} [m] | Massa [kg] |
|-----------|----------------------|------------|
| Ferri Ø6 | 22,53 | 5,00 |
| Ferri Ø8 | 109,00 | 43,01 |
| Ferri Ø12 | 112,85 | 100,18 |

Acciaio tipo B450C

[kg] 148

Calcestruzzo classe C20/25 ($R_{ck} = 250$)

[m³] 3,85

Superficie delle casseformi

[m²] 9,00

Percentuale di armatura in peso

[%] 1,54

Incidenza peso armatura sul volume cls

[daN/m³] 38,44

PIANO DI MANUTENZIONE

Generalità

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

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

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

Manuale d'Uso

Descrizione e collocazione nell'intervento

L'intervento in esame prevede la costruzione in opera di un muro di sostegno in calcestruzzo armato, ubicato nel Comune di Colvecchio - (RI).

Modalità d'uso corretto

Non è consentito apportare modifiche o comunque compromettere l'integrità delle strutture per nessuna ragione.

In caso di accertata anomalia occorre consultare al più presto un tecnico abilitato.

Manuale di Manutenzione

Risorse necessarie per l'intervento manutentivo

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

Livello minimo delle prestazioni

Le opere in c.a. devono garantire la durabilità nel tempo in funzione della classe di esposizione prevista in fase di progetto, in modo da assicurare 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 le opere di sostegno non dovranno presentare fessurazioni o altre alterazioni superficiali.

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

Anomalie riscontrabili

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. Nel caso

particolare in cui il fenomeno si sviluppa essenzialmente in profondità, con andamento a diverticoli, si può usare 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.

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, generato da 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.

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

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

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, sotto forma 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 lastriiformi. 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.

Inefficienza dei sistemi di drenaggio: causata da occlusione dei canaletti di drenaggio, per effetto di infiltrazione di detriti.

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.

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

Mancanza: caduta e perdita di parti di materiale dal manufatto.

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

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.

Manutenzioni eseguibili direttamente dall'utente

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

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

Manutenzioni eseguibili a cura di personale specializzato

Ripristino copriferro: con idonea malta cementizia, previa pulizia delle parti ammalorate.

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

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

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

Programma di Manutenzione

Sottoprogramma delle Prestazioni

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

Protezione elettrica

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

Protezione dagli agenti chimici ed organici

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

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

Protezione dagli agenti atmosferici

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

Stabilità

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

Le strutture in elevazione e nel sottosuolo devono essere in grado di contrastare le eventuali manifestazioni di deformazioni e cedimenti rilevanti, dovuti all'azione di sollecitazioni, quali ad esempio carichi e forze sismiche. I cedimenti al di sotto della fondazione dell'opera devono essere controllati, considerando un adeguato spessore di terreno.

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

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

Sottoprogramma dei Controlli

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

Controllo della integrità delle opere in c.a.

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

Verifica dello stato del calcestruzzo

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

Controllo delle parti in vista dell'opera

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

Controlli strutturali dettagliati

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

Sottoprogramma degli Interventi di Manutenzione

Pulizia

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

Ripristino del Copriferro

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

Interventi riparativi sulle parti strutturali

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

Consolidamento dell'opera

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