



dott. ing. Luca Bragagna

Via Fallmerayer 15 Fallmerayerstr. – I 39042 Bressanone - Brixen (BZ) – Tel.0472 832483 – e-mail: luca.bragagna@bragagna.it

ZONA DI ESPANSIONE C2 “CLERAN”

RELAZIONE DI CALCOLO RIGUARDANTE IL MURO DI SOSTEGNO PER LA REALIZZAZIONE DELLA STRADA DI ACCESSO AL FUTURO CANTIERE EDILIZIA AGEVOLATA

| | |
|---|--|
| <i>P.f / G.P.</i> | <i>p.f. 1267 CC S.Andrea</i> |
| <i>CAP / PLZ</i> | <i>39042 Bressanone (BZ)</i> |
| <i>COMMITTENTE / BAUHERR</i> | <i>SCHATZER FRANZ</i> |
| <i>DATI GENERALI / ALLGEMINE DATEN</i> | <i>Ottobre 2020 – comune di Bressanone – Provincia di Bolzano Oktober 2020 – Gemeinde Brixen – Provinz Bozen</i> |
| <i>CONTENUTO / INHALT</i> | <i>Relazione di calcolo muro di sostegno</i> |
| <i>DOCUMENTO / DOKUMENT</i> | <i>D1</i> |
| <i>IL TECNICO / DER TECHNIKER</i> | <i>Ing. Luca Bragagna</i> |

INDICE

| | | |
|-----------|--|-----------|
| 1 | PREMESSA | 5 |
| 2 | NORMATIVA DI RIFERIMENTO | 5 |
| 2.1 | Definizioni | 6 |
| 3 | IMPOSTAZIONE STRUTTURALE..... | 6 |
| 4 | VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA | 6 |
| 5 | VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO | 7 |
| 6 | CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA | 8 |
| 6.1 | Caratterizzazione e modellazione geologica del sito..... | 8 |
| 7 | MATERIALI DA COSTRUZIONE DA IMPIEGARE | 9 |
| 7.1 | Materiali strutturali e resistenze di progetto (calcolo "agli stati limite")..... | 9 |
| 7.1.1 | Calcestruzzo..... | 9 |
| 7.1.2 | Acciaio per C.A..... | 10 |
| 7.1.3 | Aderenza acciaio-cls..... | 10 |
| 8 | ANALISI DEI CARICHI (AZIONI)..... | 12 |
| 8.1 | Generalità..... | 12 |
| 8.2 | Peso proprio strutturale..... | 12 |
| 8.3 | Spinte dei terreni | 12 |
| 8.3.1 | Teoria di Coulomb generalizzata – caso di terreno SPINGENTE incoerente e assenza di pressioni neutre..... | 12 |
| 8.3.2 | Teoria di Coulomb generalizzata – caso di terreno SPINGENTE coerente e/o presenza di pressioni neutre..... | 15 |
| 9 | COMBINAZIONI DI CARICO O DELLE AZIONI | 16 |
| 9.1 | Stati Limite Ultimi..... | 16 |
| 9.1.1 | Combinazione di carico fondamentale | 16 |
| 9.2 | Stati Limite di Esercizio | 17 |
| 9.2.1 | Combinazione di carico caratteristica o rara | 17 |
| 10 | VERIFICHE DI SICUREZZA (S.L.U.)..... | 19 |
| 10.1 | Introduzione..... | 19 |
| 10.2 | Verifica al ribaltamento | 23 |
| 10.3 | Verifica allo scorrimento sul piano di posa della fondazione | 25 |
| 10.4 | Verifica al carico limite del complesso fondazione-terreno | 28 |
| 10.5 | Verifica di stabilità globale del complesso pendio-muro | 32 |
| 10.6 | Verifiche strutturali nei muri di sostegno in C.A..... | 35 |
| 10.6.1 | Verifiche allo S.L.U. per tensioni normali (sforzo normale e/o momento flettente)..... | 36 |
| 10.6.2 | Verifiche allo S.L.U. per sollecitazioni di taglio | 42 |
| 11 | VERIFICHE DELLE PRESTAZIONI O DI ESERCIZIO (S.L.E.)..... | 44 |
| 11.1 | Calcolo degli spostamenti in assenza di azione sismica | 44 |
| 12 | DETTAGLI COSTRUTTIVI E REGOLE PRATICHE DI PROGETTAZIONE PER I MURI IN C.A. | 46 |
| 12.1 | Armature nelle fondazioni | 46 |
| 12.1.1 | Metodo agli Stati Limite..... | 46 |
| 12.2 | Armature nelle travi (longitudinale a flessione e trasversale a taglio)..... | 46 |
| 12.2.1 | Metodo agli Stati Limite..... | 46 |
| 12.3 | Copriferro e interferro | 47 |
| 12.4 | Ancoraggio delle barre e loro giunzione..... | 48 |
| 13 | ULTERIORI PRESCRIZIONI | 49 |

13.1 Descrizione delle fasi e modalità costruttive 49

14 CONCLUSIONI 50

ALLEGATO - TABULATO DI CALCOLO..... 51

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo si riferisce ai muri di sostegno, previsti nel piano di attuazione della nuova zona di espansione C2 "CLERAN" a Cleran – comune di Bressanone

I muri di sostegno previsti appartengono alla seguente tipologia:

La scelta del tipo d opera è stata fatta anche sulla base delle risultanze delle indagini geologiche e geotecniche sul sito di costruzione.

Tutti i dati di input assunti, con le relative unità di misura, e i risultati di calcolo delle azioni, delle sollecitazioni, delle caratteristiche dei materiali, delle verifiche geotecniche e strutturali ecc., relativi al presente progetto, sono riportati nel tabulato di calcolo qui allegato.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nel presente progetto si utilizza il **Metodo agli Stati Limite di cui al D.M. 2018**

La normativa di riferimento per le indagini geognostiche, il calcolo, la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno previste in progetto è dunque la seguente:

- **Legge 05/11/1971, n. 1086** – *Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;*
- **Legge 02/02/1974, n. 64** – *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;*
- **Istruzioni CNR 10024/86** – *Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo;*
- **D.P.R. 06/06/2001, n. 380** – *Testo unico per l'edilizia;*
- **D.M. 14/01/2008** - *Norme Tecniche sulle Costruzioni (nel seguito anche "NTC 2008");*
- **Circolare 02/02/2009, n. 617** – *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.*
- **D.M. 17/01/2018** - *Norme Tecniche sulle Costruzioni (nel seguito anche "NTC" o "NTC 2018");*
- **DM 11/03/1988** – *Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;*
- **Circolare Min. LL.PP. 24/09/1988, n. 30483** – *Legge 2 febbraio 1974 – D.M. 11 marzo 1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione.*
- **DM 11/02/1992** – *Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.*
- **DM 16/01/1996** – *Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica;*

- **Circolare Min. LL.PP. 10/04/1997, n. 65/AA.GG.** – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.

Quest'ultimo blocco di norme (a partire dal DM 11/03/1988) si devono applicare integralmente, salvo per i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico, per i quali valgono le prescrizioni riportate nelle NTC 2008. Le azioni sismiche si valutano assumendo pari a 5 il grado di sismicità S, quale definito al § B.4 del D.M. 16/01/1996, ed assumendo le modalità costruttive e di calcolo di cui a quest'ultimo D.M., nonché alla Circ. LL. PP. 10/04/1997, n. 65/AA.GG. e relativi allegati.

2.1 Definizioni

Stato limite: è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze elencate nelle NTC.

Durabilità: capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali (caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture) per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui ci si trova e del livello previsto di manutenzione.

3 IMPOSTAZIONE STRUTTURALE

Per i muri a mensola in c.a. realizzati in opera il calcolo degli elementi strutturali costituenti il muro viene svolto considerando lo schema di mensola incastrata ad un estremo e libera all'altro estremo. Il muro viene quindi considerato come composto da una mensola in elevazione, da una mensola di fondazione di monte e da una mensola di fondazione di valle, soggette a determinate distribuzioni di carichi.

4 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Per la valutazione della sicurezza delle strutture previste in progetto viene utilizzato il **Metodo semiprobabilistico agli Stati Limite** basato sull'impiego di coefficienti parziali di sicurezza sulle resistenze dei materiali (riduzione delle resistenze), sui carichi agenti (amplificazione dei carichi) e sui sistemi strutturali e geotecnici. I coefficienti parziali di sicurezza sulle resistenze dei materiali (γ_M) e delle azioni (γ_F), per loro natura variabili aleatorie, tengono conto della variabilità delle rispettive grandezze, delle incertezze relative alle tolleranze geometriche e dell'affidabilità del modello di calcolo. I coefficienti parziali sono fissati dalla normativa.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è generalmente espressa dalla seguente equazione formale

$$E_d \leq R_d$$

in cui E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, funzione appunto delle azioni di progetto (F_d) e della geometria del problema, mentre R_d è la resistenza di progetto, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati (X_d) e della geometria di progetto.

Il valore di progetto della resistenza di un dato materiale X_d è, a sua volta, funzione del valore caratteristico della resistenza, definito come frattile 5% della distribuzione statistica della grandezza, attraverso l'espressione $X_d = X_k / \gamma_M$.

Il valore di progetto della generica azione agente sulla costruzione F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k , inteso come frattile 95% della distribuzione statistica o come valore caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno, attraverso l'espressione: $F_d = \gamma_F F_k$. Nel caso di combinazione di più azioni variabili di origine diversa si definisce un valore di combinazione $\psi_0 F_k$, ove ψ_0 è un opportuno coefficiente di combinazione che tiene conto della ridotta probabilità che più azioni di diversa origine si realizzino simultaneamente con il loro valore caratteristico.

In condizioni di esercizio (SLE) la verifica si effettua confrontando il valore limite di progetto C_d dell'aspetto di funzionalità esaminato (es. spostamento massimo ammissibile) con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d):

$$E_d \leq C_d$$

5 VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Con riferimento alla tabella 2.4.I delle NTC, la **vita nominale di progetto** V_N dell'opera strutturale di che trattasi viene fissata in **50** anni.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

| TIPI DI COSTRUZIONI | | Valori minimi di V_N (anni) |
|---------------------|---|-------------------------------|
| 1 | Costruzioni temporanee e provvisorie | 10 |
| 2 | Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari | 50 |
| 3 | Costruzioni con livelli di prestazioni elevati | 100 |

In tale periodo la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, si fissa come **classe d'uso** la **2** (tra le quattro previste dalla norma di cui al paragrafo 2.4.2. delle NTC), a cui corrisponde il coefficiente d'uso $C_u = 1$.

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

| CLASSE D'USO | I | II | III | IV |
|--------------------|-----|-----|-----|-----|
| COEFFICIENTE C_U | 0,7 | 1,0 | 1,5 | 2,0 |

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di C_U anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

In funzione della vita nominale e del coefficiente d'uso assunti si calcola il **periodo di riferimento V_R** necessario per valutare l'azione sismica di progetto:

$$V_R = V_N C_U = _ \text{anni} \quad (\geq 35 \text{anni})$$

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.1 Caratterizzazione e modellazione geologica del sito

| | |
|---|---|
| Densità naturale del terreno (γ_n) | 1,85 t/m ³ (18,5 kN/m ³) |
| Angolo d'attrito (φ') | 34° |
| Coesione (c') | 0,0 – 11 kPa (0,0 – 1,1 t/m ²) |

7 MATERIALI DA COSTRUZIONE DA IMPIEGARE

7.1 Materiali strutturali e resistenze di progetto (calcolo “agli stati limite”)

Nei muri in c.a. il peso dell'unità di volume del cls non armato si assume pari a 24 kN/m^3 , mentre quello del cls armato (e/o precompresso) si assume pari a 25 kN/m^3 . L'acciaio per c.a. che occorre adottare è il tipo **B450C** (acciaio ad aderenza migliorata), sia per l'armatura longitudinale a flessione che per quella trasversale a taglio o di ripartizione. L'utilizzo dell'acciaio B450A è possibile solo per armatura di ripartizione con diametri compresi tra 5 e 10 mm.

Le caratteristiche del calcestruzzo e dell'acciaio in sede progettuale sono desunte dalle formulazioni di cui al cap. 4.1.2 e 11 delle NTC. Il Tabulato riporta i valori delle resistenze dei materiali, determinati sulla base delle formule di seguito indicate.

7.1.1 CALCESTRUZZO

7.1.1.1 RESISTENZA A COMPRESSIONE

Fissata la resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 giorni R_{ck} del cls, si calcola la resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni con la seguente espressione:

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck}$$

Il valore medio della resistenza cilindrica è dato dall'espressione (N/mm^2):

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

La resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo f_{cd} è data da:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

dove:

- α_{cc} è il coefficiente riduttivo, pari a 0,85, per le resistenze di lunga durata;
- γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo (pari a 1,5).

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a $0,80 f_{cd}$.

Il coefficiente γ_c può essere ridotto da 1,5 a 1,4 per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 10%.

7.1.1.2 RESISTENZA A TRAZIONE

La resistenza media a trazione semplice (assiale) si assume pari a:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{per classi}^1 \text{ di cls } \leq \text{C50/60}$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln\left(1 + \frac{f_{cm}}{10}\right) \quad \text{per classi di cls } > \text{C50/60}$$

Il valore caratteristico della resistenza a trazione è dato da

¹ La classe di resistenza del cls comprende i valori caratteristici delle resistenze cilindrica e cubica a compressione uniassiale, misurate rispettivamente su provini cilindrici (o prismatici) e cubici, espressa in MPa.

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm}$$

La resistenza di progetto a trazione f_{ctd} vale:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a trazione va ridotta a $0,80 f_{ctd}$.

Per il coefficiente γ_c vale quanto detto prima per la resistenza a compressione.

7.1.1.3 MODULO ELASTICO

Per il modulo elastico si assume, in sede di progettazione, il valore (N/mm^2):

$$E_{cm} = 22.000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0,3}$$

7.1.2 ACCIAIO PER C.A.

7.1.2.1 RESISTENZA A TRAZIONE/COMPRESSIONE

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

dove:

- γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio (assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15);
- f_{yk} per l'armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (v. § 11.3.2 NTC; per l'acciaio B450C si ha $f_{yk} = 4.400 \text{ kg/cm}^2 = 450 \text{ N/mm}^2$), per armature da precompressione è la tensione convenzionale caratteristica di snervamento data, a seconda del tipo di prodotto, da f_{pyk} (barre), $f_{p(0,1)k}$ (fili), $f_{p(1)k}$ (trefoli e trecce) (v. Tab. 11.3.VII NTC).

7.1.2.2 MODULO ELASTICO

Per il modulo elastico dell'acciaio si assume, in sede di progettazione, il valore:

$$E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2 = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$$

7.1.2.3 RAPPORTO DI SOVRARESISTENZA

Per il rapporto di sovra-resistenza o fattore di incrudimento, definito da $k = (f_t/f_y)_k$ valore caratteristico del rapporto tra tensione di rottura e tensione di snervamento, si può assumere in fase di progettazione il valore $k=1,2$ (v. Tab. 11.3.Ia-b delle NTC).

7.1.3 ADERENZA ACCIAIO-CLS

La resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cls f_{bd} vale:

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$$

dove f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da $f_{bk} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk}$ in cui:

$\eta_1 = 1$ in condizione di buona aderenza

$\eta_1 = 0,7$ in condizione di non buona aderenza, quali nei casi di armature molto addensate, ancoraggi in zona tesa, ancoraggi in zone superiori di getto, in elementi strutturali realizzati con casseformi scorrevoli, a meno che non si adottino idonei provvedimenti

$\eta_2 = 1$ per barre di diametro $\phi \leq 32$ mm

$\eta = \frac{132 - \phi}{100}$ per barre di diametro superiore (ϕ in mm)

Per le regole di dettaglio si può fare utile riferimento alla sezione 8 della norma UNI EN 1992-1-1.

8 ANALISI DEI CARICHI (AZIONI)

8.1 Generalità

In questo capitolo sono determinate le azioni agenti sull'opera di sostegno in esame.

Azioni permanenti (G) (azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità tale da non provocare accelerazioni significative nella struttura)

- ✓ peso proprio degli elementi strutturali; peso proprio del terreno; spinte del terreno e dell'acqua (G_1);
- ✓ peso proprio di tutti gli elementi non strutturali portati (G_2);
- ✓ eventuali carichi permanenti concentrati che gravano in testa al muro (es. tabelloni pubblicitari, recinzione, ecc.) e concentrati o distribuiti sul terrapieno di monte (costruzioni, depositi di materiali ecc.)

Azioni variabili (Q) (azioni che agiscono sulla costruzione con valori variabili, anche sensibilmente, nel tempo)

- ✓ sovraccarichi variabili che agiscono sul terrapieno di monte (es. traffico veicolare circolante su strada);
- ✓ spinte del terreno prodotte per effetto di sovraccarichi variabili applicati sul terrapieno;

Azioni sismiche (E) (azioni dinamiche derivanti dai terremoti che causano significative accelerazioni della struttura).

8.2 Peso proprio strutturale

Viene determinato in automatico dal software in funzione delle dimensioni geometriche dell'opera di sostegno e dei pesi dell'unità di volume dei materiali coinvolti. In fase di progettazione possono essere assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati in tab. 3.1.I delle NTC.

| Materiale | Peso unità di volume | |
|-----------------------------------|----------------------|-------------------|
| | Kg/m ³ | KN/m ³ |
| Cls ordinario | 2400 | 24 |
| Cls armato normale e precompresso | 2500 | 25 |
| Malta di calce | 1800 | 18 |
| Malta di cemento | 2100 | 21 |
| Sabbia | 1700 | 17 |
| Acciaio | 7850 | 78,5 |
| Tufo vulcanico | 1700 | 17 |
| Calcare compatto | 2600 | 26 |
| Calcare tenero | 2200 | 22 |
| Laterizio pieno | 1800 | 18 |

8.3 Spinte dei terreni

8.3.1 TEORIA DI COULOMB GENERALIZZATA – CASO DI TERRENO SPINGENTE INCOERENTE E ASSENZA DI PRESSIONI NEUTRE

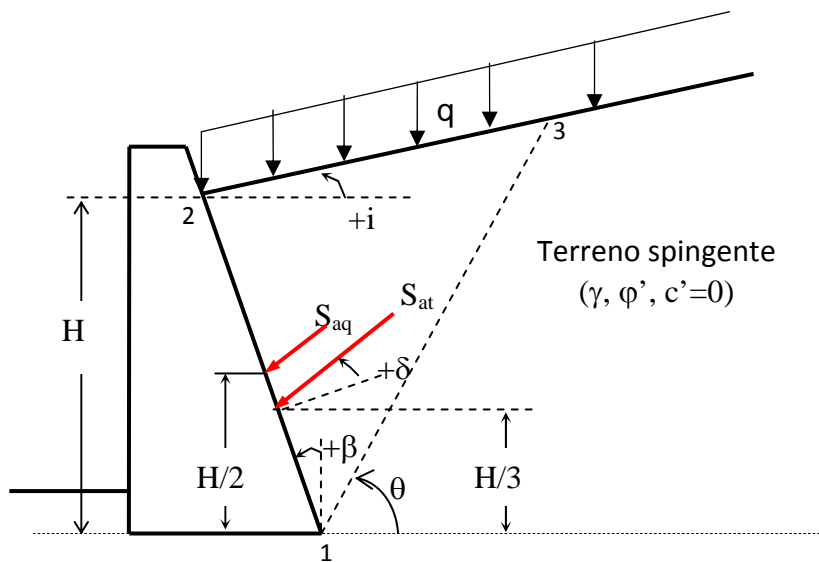
Per il calcolo della spinta dei terreni viene utilizzata la **Teoria di Coulomb generalizzata**, applicata al caso di profilo topografico del terrapieno di monte rettilineo.

La **spinta attiva** si sviluppa quando il muro è libero di spostarsi verso valle rispetto al terrapieno di spinta. Quando il movimento è tale da mobilitare appieno la resistenza del terreno spingente si raggiunge la minima spinta agente sul muro, detta spinta attiva, che è spesso assunta come spinta di progetto (bastano movimenti anche ridotti, specialmente nel caso di terrapieno con coesione nulla, per mobilitare la spinta attiva).

Per muri realizzati con maggiori limitazioni dei movimenti (muri con tiranti, spalle di ponti, muri su pali) la spinta del terreno che occorre considerare è maggiore di quella attiva (cosiddetta **spinta a riposo**).

La **spinta passiva**, invece, si sviluppa quando il muro tende a muoversi verso il terrapieno. Quando il movimento è tale da mobilitare appieno la resistenza del terreno, si raggiunge la massima spinta sul muro, detta appunto spinta passiva.

La teoria di Coulomb si basa sull'ipotesi che la spinta attiva (analogamente per la spinta passiva) è generata da un volume di terra prismatico (**cuneo di spinta**) che scivola lungo una **superficie piana** la cui inclinazione θ sull'orizzontale è incognita.



La **spinta attiva** dovuta al terreno S_{at} in assenza di pressioni neutre e terreni incoerenti o supposti tali (a favore di sicurezza) è data dalla seguente espressione in forma chiusa:

$$S_{at} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_a \cdot H^2$$

dove:

γ = peso dell'unità di volume del terreno spingente

H = altezza del terrapieno spingente misurata lungo la verticale

K_a = *coefficiente di spinta attiva*, dato da

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad \text{per } i \leq \varphi'$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta)} \quad \text{per } i > \varphi'$$

φ' = angolo di resistenza al taglio drenato del terreno spingente

β = angolo formato dalla verticale con il paramento interno del muro (valori positivi per angoli in senso antiorario)

δ = angolo di attrito terrapieno-muro²

i = angolo di inclinazione del terrapieno spingente rispetto all'orizzontale (valori positivi per angoli in senso antiorario).

Il diagramma delle pressioni attive esercitate dal terrapieno sul muro ha un andamento triangolare per cui la spinta (forza risultante), applicata nel baricentro del diagramma triangolare delle pressioni, dista $H/3$ dalla base; essa è inclinata dell'angolo δ rispetto alla normale al paramento interno del muro.

In presenza di sovraccarico q uniformemente ripartito sul terrapieno, accidentale o permanente, la spinta attiva dovuta al sovraccarico è data da:

$$S_{aq} = q \cdot \frac{\cos \beta}{\cos(i - \beta)} \cdot k_a \cdot H$$

Essa, essendo la risultante delle pressioni attive dovute al sovraccarico che hanno un andamento rettangolare, è applicata ad $H/2$ dalla base ed è inclinata dello stesso angolo δ rispetto alla verticale al paramento interno del muro.

Analogamente, la **spinta passiva** del terreno S_{pt} in assenza di pressioni neutre e terreni incoerenti o supposti tali è data dalla seguente espressione in forma chiusa

$$S_{pt} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_p \cdot H^2$$

dove K_p è il *coefficiente di spinta passiva*

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi' + \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi' + i)}{\cos(\beta - \delta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

In presenza di sovraccarico q uniformemente ripartito sul terrapieno la spinta passiva dovuta al sovraccarico è data da:

$$S_{pq} = q \cdot \frac{\cos \beta}{\cos(i - \beta)} \cdot k_p \cdot H$$

Infine, la **spinta a riposo** del terreno S_{0t} in assenza di pressioni neutre è data dalla seguente espressione

$$S_{0t} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_0 \cdot H^2$$

dove K_0 è il *coefficiente di spinta a riposo* (compreso tra 0,4 e 2,5) può essere calcolato con la seguente formula di Jaky

² L'angolo di attrito parete-terrapieno è opportuno che non superi i 2/3 dell'angolo di resistenza al taglio φ' del terreno spingente. Tanto più prossimo a zero si assume tale angolo tanto più si va a favore di sicurezza. Tale angolo può anche assumere valori negativi (**attrito negativo**) quando il terreno di fondazione è molto comprimibile tale da cedere di più del terrapieno a tergo del muro (e come se il terreno spingente si muovesse verso l'alto). La presenza di attrito negativo peggiora le condizioni di stabilità rispetto al caso di paramento liscio o di attrito positivo (rappresentato in figura) in quanto produce un incremento della spinta attiva che si genera sul muro e l'inclinazione della spinta è verso l'alto (la componente verticale non è più stabilizzante ma instabilizzante). Ecco un altro motivo che induce a fondare i muri su terreni di buone caratteristiche geotecniche.

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \cdot (1 + \sin i)$$

In presenza di sovraccarico q uniformemente ripartito sul terrapieno la spinta a riposo dovuta al sovraccarico è data da:

$$S_{0q} = q \cdot \frac{\cos \beta}{\cos(i - \beta)} \cdot k_0 \cdot H$$

In assenza di adeguati sistemi di drenaggio nel calcolo delle spinte si deve ipotizzare che la superficie libera della falda non sia inferiore a quella del livello di sommità dei terreni con bassa permeabilità ($k < 10^{-6}$ m/s).

8.3.2 TEORIA DI COULOMB GENERALIZZATA – CASO DI TERRENO SPINGENTE COERENTE E/O PRESENZA DI PRESSIONI NEUTRE

Nel caso in cui il terreno spingente è dotato di coesione ($c' \neq 0$ in condizioni di rottura drenate oppure $c_u \neq 0$ in condizioni di rottura non drenate o si è in presenza di pressioni neutre), non esistono formule in forma chiusa per il calcolo della spinta attiva e della spinta passiva. La spinta del terreno può comunque essere calcolata con **metodi numerici** basati sulla risoluzione del sistema delle due equazioni di equilibrio del cuneo di spinta alla traslazione orizzontale e alla traslazione verticale (fissato l'angolo θ sono incognite le sole forze spinta attiva/passiva e la reazione del terreno lungo il lato 1-3, di entrambe delle quali si conosce l'angolo di inclinazione).

La spinta attiva si calcola come massimo della funzione $S_a(\theta)$ al variare dell'angolo θ , mentre la spinta passiva si calcola come minimo della funzione $S_p(\theta)$.

Il metodo è del tutto generalizzabile anche al caso in cui il profilo topografico del terreno spingente non sia rettilineo e al caso in cui sul terrapieno agiscono diversi tipi di sovraccarichi, anche concentrati. Fissato l'angolo θ , infatti, si possono considerare anche le forze note che agiscono nella parte superiore del cuneo di spinta e si risolvono le equazioni di equilibrio. In questo senso il metodo appena esposto ricorda il **metodo grafico di Culmann** per il calcolo della spinta.

Si può tenere conto anche agevolmente dell'azione sismica (v. paragrafo successivo) inserendo tra le forze agenti sul cuneo di spinta le forze statiche orizzontale e verticale equivalenti all'azione sismica (metodo di analisi pseudo-statico).

9 COMBINAZIONI DI CARICO O DELLE AZIONI

I carichi che agiscono sulla costruzione (opera di sostegno) si devono combinare in modo da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della ridotta probabilità di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli.

Con il metodo agli Stati Limite le azioni vengono combinate mediante opportuni coefficienti (*coefficienti parziali delle azioni* γ_F).

9.1 Stati Limite Ultimi

9.1.1 COMBINAZIONE DI CARICO FONDAMENTALE

La **combinazione di carico “fondamentale”** agli Stati Limite Ultimi (SLU) è espressa dalla seguente formula simbolica:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

- ✓ F_d rappresenta l'azione complessiva di progetto
- ✓ il segno + significa “da combinarsi con” e non “da sommarsi con”
- ✓ non è presente l'azione sismica E
- ✓ G_1 e G_2 sono i carichi permanenti strutturali e non strutturali
- ✓ P è il valore della forza di precompressione (strutture in c.a.p.)
- ✓ Q_{k1} è il valore caratteristico dell'azione variabile dominante (di base) di ogni combinazione (es. sovraccarico);
- ✓ Q_{k2}, Q_{k3}, \dots sono i valori caratteristici delle azioni variabili (tra loro indipendenti) che possono agire contemporaneamente a quella di base (es. azione del vento, azione della neve, azione della temperatura);
- ✓ $\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_P=1, \gamma_{Q1}, \gamma_{Q2}, \gamma_{Q3}$ sono i coefficienti parziali per le azioni (Tab. 2.6.I NTC):

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

| | | Coefficiente | EQU | A1 | A2 |
|--|-------------|---------------|-----|-----|-----|
| | | γ_F | | | |
| Carichi permanenti G_1 | Favorevoli | γ_{G1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevoli | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$ | Favorevoli | γ_{G2} | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| | Sfavorevoli | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Azioni variabili Q | Favorevoli | γ_{Qi} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevoli | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

- ✓ $\psi_{02}, \psi_{03}, \dots$ (minore o uguale a uno) sono i **coefficiente di combinazione** allo stato limite ultimo, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche; per i muri che sostengono strade possono prendersi a riferimento i coefficienti di combinazione previsti per le rimesse e i parcheggi indicati in Tab. 2.5.I delle NTC:

ψ_0 valore raro

ψ_1 valore frequente

ψ_2 valore quasi permanente

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

| Categoria/Azione variabile | Ψ_{01} | Ψ_{11} | Ψ_{21} |
|---|----------------------------|-------------|-------------|
| 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 - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale | 1,0 | 0,9 | 0,8 |
| Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN) | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (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 | | |
| Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...) | | | |
| 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 |

Il coefficiente di combinazione rappresenta la probabilità, più o meno elevata, che le azioni variabili indipendenti si presentino tutte contemporaneamente con il loro valore caratteristico (si assume quindi che l'azione di base si presenti con il valore caratteristico e che le altre azioni variabili assumano un valore inferiore determinato dal coefficiente di combinazione).

I coefficienti parziali di sicurezza γ_F applicati ai carichi hanno lo scopo di "coprire" l'incertezza residua propria dei carichi caratteristici. Tali coefficienti sono omessi (o resi unitari) nel calcolo agli Stati limite di esercizio.

Per la generica struttura, quando non è possibile stabilire a priori se il carico permanente aumenta o meno la sicurezza è necessario analizzare le combinazioni che derivano dall'assumere per γ_G sia il valore più alto che quello più basso indicato in tabella. Così vale anche per i carichi accidentali la cui presenza in alcuni casi può aumentare la sicurezza (in questo caso i carichi variabili devono essere omessi).

Applicando i superiori concetti al caso in esame, dove al più è presente una sola tipologia di azione variabile (il sovraccarico q_1 sul terrapieno di monte), si considereranno le seguenti combinazioni di carico che consentono di ottenere le sollecitazioni più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche:

Combinaz. n° 1 (sovraccarico q_1 non presente)

$$F_d = \gamma_G \cdot G$$

Combinaz. n° 2 (sovraccarico q_1 presente)

$$F_d = \gamma_G \cdot G + \gamma_{q1} \cdot q_{k1}$$

È chiaro che nel caso di muro di sostegno non soggetto al sovraccarico saltuario q_1 , il software eseguirà la sola combinazioni n° 1.

9.2 Stati Limite di Esercizio

9.2.1 COMBINAZIONE DI CARICO CARATTERISTICA O RARA

Per le verifiche agli SLE, si considera, come previsto dalla Normativa (NTC), la **combinazione di carico "caratteristica" o rara** (che si applica anche nel metodo alle tensioni ammissibili):

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nel caso in esame, dove al più è presente una sola tipologia di azione variabile, si considereranno le seguenti combinazioni di carico:

Combinaz. n° 1 (sovraccarico q_1 non preso in considerazione)

$$F_d = G$$

Combinaz. n° 2 (sovraccarico q_1 preso in considerazione)

$$F_d = G + q_{k1}$$

Anche qui, nel caso di muro di sostegno non soggetto al sovraccarico saltuario q_1 , il software eseguirà la sola combinazioni n° 1.

10 VERIFICHE DI SICUREZZA (S.L.U.)

10.1 Introduzione

Per i muri di sostegno e per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

- **Ribaltamento** (SLU di tipo geotecnico)
- **Scorrimento sul piano di posa** (SLU di tipo geotecnico)
- **Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno** (SLU di tipo geotecnico)
- **Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno** (SLU di tipo geotecnico)
- **Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali** (SLU di tipo strutturale).

Nel caso di strutture miste o composite (es. nelle terre armate), le verifiche di stabilità globale devono essere accompagnate da verifiche di stabilità locale e di funzionalità e durabilità degli elementi singoli. Per i muri di sostegno che facciano uso di ancoraggi o di altri sistemi di vincolo deve essere verificata la sicurezza rispetto a stati limite ultimi che comportano la crisi di questi elementi. In genere per i muri di sostegno non sono richieste le verifiche nei confronti degli stati limiti ultimi di tipi idraulico (sollevamento e sifonamento). La verifica di stabilità del fondo nei riguardi della rottura per sollevamento si effettua nel caso di scavi armati o delimitati da pareti. Quando il terreno è sede di moti di filtrazione occorre effettuare la verifica nei riguardi del sifonamento.

Come si può vedere, gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e dal raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse. Per la sicurezza nei confronti degli SLU si deve tendere ad evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero mettere fuori servizio l'opera.

Come già visto nel capitolo precedente, con le **NTC** si adotta, per le verifiche di sicurezza, il **metodo agli Stati Limite Ultimi (SLU)**. Vengono introdotti i cosiddetti coefficienti parziali da applicare alle azioni (A), ai parametri di resistenza dei terreni (M) e alle resistenze globali (R). Tali coefficienti sono maggiori o uguali a uno: quelli che riguardano le azioni sono coefficienti di moltiplicazione ($\gamma_F F_k$), sicché le azioni vengono amplificate rispetto al loro valore caratteristico; quelli che interessano le resistenze sono applicati a denominatore (X_k/γ_M), per cui riducono le resistenze rispetto al loro valore caratteristico; quelli infine che riguardano le resistenze globali sono dei veri e propri coefficienti di sicurezza rispetto allo stato limite preso in esame.

Per ogni stato limite da prendere in esame occorre verificare che sia soddisfatta la relazione:

$$E_d \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, funzione delle azioni di progetto ($F_d = \gamma_F F_k$) e della geometria del problema;

R_d e R_k sono rispettivamente il valore di progetto e il valore caratteristico della resistenza del sistema geotecnico, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati ($X_d = X_k/\gamma_M$) e della geometria di progetto;

γ_R il coefficiente parziale di sicurezza da applicare alla resistenza globale del sistema geotecnico (gruppo R).

La scelta appropriata di tali coefficienti parziali, i cui valori sono fissati dalla norma, individuano i due approcci progettuali distinti e alternativi: **Approccio 1** e **Approccio 2**.

L'approccio progettuale 1 comprende due combinazioni di coefficienti: combinazione 1: A1+M1+R1 e combinazione 2: A2+M2+R2, tranne specifici casi in cui la norma prevede diversa configurazione dei gruppi dei coefficienti. La prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nel riguardo del dimensionamento geotecnico.

L'approccio progettuale 2, invece, è costituito dall'unica combinazione A1+M1+R3.

I coefficienti del gruppo R1 sono sempre unitari, quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e in assenza di indicazioni specifiche fornite dalla norma devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti di calcolo adottati.

I coefficienti parziali relativi alle azioni γ_F , stabiliti dalle NTC, sono i seguenti:

Tabella 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 ⁽¹⁾ | Favorevole | γ_{G2} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Variabili | Favorevole | γ_{Q1} | 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.

I coefficienti parziali relativi ai parametri geotecnici γ_M , stabiliti dalle NTC, sono i seguenti:

Tabella 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) |
|--|---|----------------------------------|------|------|
| Tangente dell'angolo di resistenza al taglio | $\tan \phi'_k$ | $\gamma_{\phi'}$ | 1,0 | 1,25 |
| Coesione efficace | c'_k | $\gamma_{c'}$ | 1,0 | 1,25 |
| Resistenza non drenata | c_{uk} | γ_{cu} | 1,0 | 1,4 |
| Peso dell'unità di volume | γ | γ_r | 1,0 | 1,0 |

I coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici previsti dalla NTC 2018 sono gli stessi di quelli previsti dalle NTC 2008.

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

Per i muri di sostegno, **le verifiche al ribaltamento, allo scorrimento e al carico limite** vengono effettuate in base alle NTC 2018 con l'**approccio 2 (A1+M1+R3)** in base al quale:

- le azioni permanenti G, tra cui il terreno³ e l'acqua, non vengono amplificate quando sono a favore di sicurezza ($\gamma_{G,fav} = \gamma_{G,inf} = 1,0$), mentre vengono amplificate ($\gamma_{G,sfav} = \gamma_{G,sup} = 1,3$) in caso opposto;
- le azioni variabili Q_k (ad esempio traffico veicolare) vengono amplificate moltiplicandole per il coefficiente $\gamma_{Q,sup} = 1,5$ quando hanno effetto sfavorevole per la sicurezza, mentre vengono azzerate se il loro effetto è a favore di sicurezza ($\gamma_{Q,inf} = 0$)
- i parametri di resistenza al taglio dei terreni non vengono ridotti ($\gamma_M = 1$)
- si assumono come coefficienti di sicurezza nei riguardi degli SLU i seguenti valori:

| VERIFICA | γ_R (R3) |
|---|-----------------|
| Ribaltamento | 1,15 |
| Scorrimento | 1,1 |
| Capacità portante della fondazione (carico limite del complesso fondazione-terreno) | 1,4 |
| Resistenza del terreno a valle | 1,4 |

Per tali tre verifiche si constatano dunque novità di rilievo rispetto alle NTC 2008. Infatti in quest'ultime norme la verifica al ribaltamento viene trattata come uno stato limite di equilibrio di corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 6.2.I e adoperando i coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte. La verifica allo scorrimento e al carico limite del complesso terreno-fondazione vengono effettuate, a scelta del progettista, o con l'Approccio 1 o con l'Approccio 2. Con l'Approccio 1 si opera nel seguente modo:

Combinazione 1 (A1+M1+R1)

- le azioni permanenti G, tra cui il terreno e l'acqua, non vengono amplificate quando sono a favore di sicurezza ($\gamma_{G,fav} = \gamma_{G,inf} = 1,0$), mentre vengono amplificate ($\gamma_{G,sfav} = \gamma_{G,sup} = 1,3$) in caso opposto
- le azioni variabili Q_k (ad esempio traffico veicolare) vengono amplificate moltiplicandoli per il coefficiente $\gamma_{Q,sup} = 1,5$ quando hanno effetto sfavorevole per la sicurezza, mentre vengono azzerate se il loro effetto è a favore di sicurezza ($\gamma_{Q,inf} = 0$)
- i parametri di resistenza al taglio dei terreni non vengono ridotti ($\gamma_M = 1$)
- si assumono come coefficienti di sicurezza nei riguardi degli SLU i seguenti valori:

| VERIFICA | γ_R (R1) |
|---|-----------------|
| Scorrimento | 1,0 |
| Capacità portante della fondazione (carico limite del complesso fondazione-terreno) | 1,0 |

Combinazione 2 (A2+M2+R2)

- le azioni permanenti G non vengono amplificate ($\gamma_{G,inf} = \gamma_{G,sup} = 1,0$)
- le azioni variabili Q_k vengono amplificate moltiplicandole per il coefficiente $\gamma_{Q,sup} = 1,3$ quando hanno effetto sfavorevole per la sicurezza, mentre vengono azzerate ($\gamma_{Q,inf} = 0$) se il loro effetto è a favore di sicurezza
- i parametri di resistenza al taglio dei terreni ($\tan\phi'_k, c'_k, c_{uk}$) si riducono dividendoli per i coefficienti $\gamma_{\tan\phi'} = 1,25, \gamma_{c'} = 1,25$ e $\gamma_{c_u} = 1,4$
- si assumono come coefficienti di sicurezza nei riguardi degli SLU i seguenti valori:

| VERIFICA | γ_R (R2) |
|---|-----------------|
| Scorrimento | 1,0 |
| Capacità portante della fondazione (carico limite del complesso fondazione-terreno) | 1,0 |

Con l'Approccio 2 si opera come per le nuove NTC 2018 (A1+M1+R3) assumendo come coefficienti di sicurezza nei riguardi degli SLU i seguenti valori:

³ Spinta dei terreni, pesi propri del muro e del terreno di riporto che agisce sopra la fondazione di monte, peso proprio elementi non strutturali, carichi permanenti che agiscono sul muro e/o sul terrapieno di monte.

| VERIFICA | γ_R (R3) |
|---|-----------------|
| Scorrimento | 1,1 |
| Capacità portante della fondazione (carico limite del complesso fondazione-terreno) | 1,4 |

La **verifica di stabilità globale** del complesso opera di sostegno-terreno (o verifica di stabilità del pendio) viene effettuata, sia con le nuove che con le vecchie NTC, secondo l'Approccio 1-combinazione 2 (A2+M2+R2), assumendo come coefficiente di sicurezza nei riguardi dello scivolamento il valore $\gamma_R = 1,1$ (**1,2** per le combinazioni sismiche).

Le **verifiche allo SLU di tipo strutturale** vengono effettuate secondo l'Approccio 2 (A1+M1), non tenendo conto dei coefficienti γ_R .

Come già detto, per le combinazioni di carico in cui è presente **l'azione sismica** i coefficienti parziali sulle azioni, sia permanenti che variabili, si assumono unitari ($\gamma_{G,inf}=\gamma_{G,sup}=\gamma_{Q,sup}=1,0$), salvo che per i carichi variabili favorevoli per i quali si assume comunque $\gamma_{Q,inf} = 0$. Anche i coefficienti parziali dei materiali γ_M si assumono unitari, mentre per i coefficienti di sicurezza nei riguardi degli SLU si assumono i seguenti valori:

| VERIFICA | γ_R (R3) |
|---|-----------------|
| Ribaltamento | 1,0 |
| Scorrimento | 1,0 |
| Capacità portante della fondazione (carico limite del complesso fondazione-terreno) | 1,2 |
| Resistenza del terreno a valle | 1,2 |

Nel caso di presenza di pali di fondazione devono essere considerati, quando pertinenti, anche i seguenti stati limite ultimi:

- **Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali (verticali) di compressione** (SLU di tipo geotecnico)
- **Collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali (verticali) di trazione** (SLU di tipo geotecnico)
- **Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali (orizzontali)** (SLU di tipo geotecnico)
- **Stabilità globale** (nel caso di fondazione posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali, considerando nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni)
- **Raggiungimento della resistenza dei pali** (SLU di tipo strutturale);
- **Raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali** (SLU di tipo strutturale).

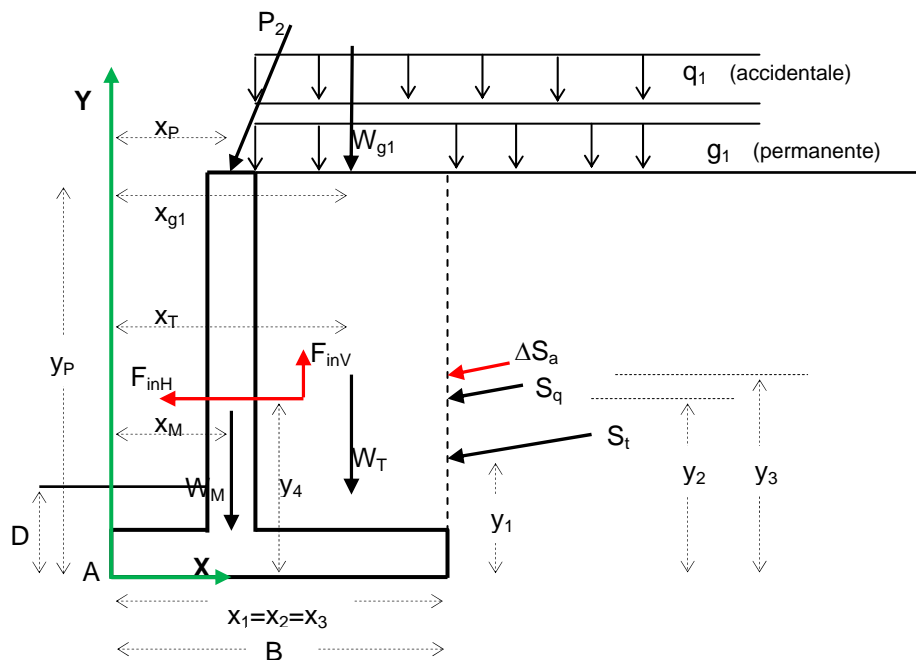
Con la normativa di cui ai **DD.MM. 11/03/1988 e 16/01/1996** si adotta, invece, per le verifiche di sicurezza il **metodo alle Tensioni Ammissibili**. Le azioni non vengono amplificate, i parametri di resistenza dei terreni non vengono ridotti (si utilizzano i valori caratteristici) e si assumono come coefficienti di sicurezza nei riguardi delle verifiche geotecniche i seguenti valori:

- verifica la ribaltamento: 1,5

- verifica allo scorrimento: 1,3
- verifica al carico limite del complesso fondazione – terreno: 2
- verifica di stabilità globale: 1,3.
- verifica al carico limite del complesso fondazione su pali - terreno: 2,5.

10.2 Verifica al ribaltamento

La verifica di stabilità al ribaltamento rispetto all'estremo A di fondazione di valle è necessaria per stabilire se c'è pericolo che il muro, pensato come corpo rigido, possa ribaltare e per stabilire il grado di sicurezza nei riguardi di questo stato limite. Non prevedendo la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione, lo stato limite del ribaltamento viene classificato come uno stato limite di equilibrio di corpo rigido.



$$W = W_M + W_T + W_{g1} + P_{2V}$$

$$F_{inH} = C_H \cdot W$$

$$F_{inV} = \pm C_V \cdot W$$

Le azioni che producono momenti ribaltanti rispetto al punto A sono:

- la componente orizzontale della spinta S_t del terrapieno
- la componente orizzontale della spinta S_q dovuta al sovraccarico g_1+q_1 applicato sul terrapieno di monte⁴
- la componente orizzontale U_H delle spinta idrostatica U (quando è presente la falda nel calcolo in condizioni drenate);
- la componente orizzontale P_{2H} del carico P_2 che agisce in testa al muro

In condizioni sismiche, oltre alle spinte di cui sopra, occorre considerare (forze in rosso):

⁴ Nel caso di calcolo della spinta con metodi numerici (terreno spingente coerente e/o presenza di falda o terreni a grana fina saturi in condizioni non drenate) si ottiene direttamente la spinta del terreno S_{tT} comprensiva del contributo del sovraccarico applicato sul terrapieno.

- la componente orizzontale dell'incremento di spinta attiva ΔS_a
- la forza di inerzia F_{inH} che è proporzionale al peso complessivo W (somma del peso W_M del manufatto, del peso W_T dell'eventuale terreno di riporto sopra la mensola di fondazione di monte, della risultante W_{g1} del sovraccarico permanente agente sopra la mensola di fondazione di monte e della componente verticale del peso permanente P_2 che agisce in testa al muro).

Il momento ribaltante rispetto al punto A vale:

- nel caso di assenza di pressioni neutre e terreno spingente incoerente:

$$M_{rib} = S_{iH} \cdot y_1 + S^{g1}_{qH} \cdot y_2 + S^{q1}_{qH} \cdot y_2 + P_{2H} \cdot y_P + \Delta S_{aH} \cdot y_3 + F_{inH} \cdot y_4$$

- altri casi

$$M_{rib} = S_{iTH} \cdot y_1 + U_H \cdot y_{UH} + P_{2H} \cdot y_P + \Delta S_{aH} \cdot y_3 + F_{inH} \cdot y_4$$

Ad opporsi alle azioni ribaltanti sono i momenti stabilizzanti prodotti dalle componenti verticali delle spinte, dai pesi del manufatto e dell'eventuale terreno di riporto agente sopra la mensola di fondazione di monte, dalla componente verticale del peso P_2 e dal sovraccarico permanente agente sopra la mensola di fondazione di monte. In presenza di sisma il peso del manufatto, del terreno di riporto agente sopra la mensola di fondazione di monte e del sovraccarico vengono moltiplicati per il fattore $(1 \pm C_v)$, essendo $F_{inV} = \pm C_v W$ la componente verticale della forza d'inerzia agente verso il basso o verso l'alto in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

Il momento stabilizzante rispetto allo stesso punto A vale quindi, nei due casi sopra citati:

$$M_{stab} = (W_M \cdot x_M + W_T \cdot x_T + W_{g1} \cdot x_{g1} + P_{2V} \cdot x_P) \cdot (1 \pm C_v) + S_{iV} \cdot x_1 + S^{g1}_{qV} \cdot x_2 + S^{q1}_{qV} \cdot x_2 + \Delta S_{aV} \cdot x_3$$

$$M_{stab} = (W_M \cdot x_M + W_T \cdot x_T + W_{g1} \cdot x_{g1} + P_{2V} \cdot x_P) \cdot (1 \pm C_v) + S_{iTV} \cdot x_1 + U_V \cdot x_{UV} + \Delta S_{aV} \cdot x_3$$

A favore di sicurezza nel calcolo del momento stabilizzante viene trascurato il contributo della spinta passiva dell'eventuale terreno di valle di altezza D , anche perché ha un braccio molto ridotto rispetto al punto A.

Ora, come già detto le NTC prevedono per le verifiche di sicurezza, effettuate con la metodologia agli Stati Limite Ultimi, che sia verificata la seguente diseuguaglianza

$$E_d \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, R_d e R_k sono rispettivamente il valore di progetto e il valore caratteristico della resistenza del sistema geotecnico, γ_R il coefficiente parziale di sicurezza da applicare alla resistenza globale del sistema geotecnico. Nel calcolo di E_d e R_k è necessario moltiplicare le azioni di progetto per i coefficienti parziali γ_F e dividere i parametri di resistenza dei materiali per i coefficienti parziali γ_M , secondo le combinazioni fornite dalla norma per i muri di sostegno (Approccio 1 o Approccio 2).

Per la verifica al ribaltamento la grandezza E_d è rappresentata dal momento ribaltante M_{rib} , mentre R_k è rappresentata dal momento stabilizzante M_{stab} . Come già precisato, il momento ribaltante e il momento stabilizzante si calcolano tenendo conto dei coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza dei terreni e sono dati, nel caso di assenza di pressioni neutre e terreno spingente incoerente:

$$M_{rib} = \gamma_{Gs} \cdot (S_{iH} \cdot y_1 + S^{g1}_{qH} \cdot y_2 + P_{2H} \cdot y_P) + \gamma_{Qs} \cdot S^{q1}_{qH} \cdot y_2 + \Delta S_{aH} \cdot y_3 + F_{inH} \cdot y_4$$

$$M_{stab} = \gamma_{Gi} \cdot (W_M \cdot x_M + W_T \cdot x_T + W_{g1} \cdot x_{g1} + P_{2V} \cdot x_P) \cdot (1 \pm C_V) + \gamma_{Gi} \cdot (S_{iV} \cdot x_1 + S^{g1}_{qV} \cdot x_2) + \gamma_{Qs} \cdot S^{q1}_{qV} \cdot x_2 + \Delta S_{aV} \cdot x_3$$

Perché la verifica sia soddisfatta occorre dunque che sia $E_d \leq R_d = R_k/\gamma_R$ ossia $M_{rib} \leq M_{stab}/\gamma_R$ o, che è lo stesso, che il coefficiente di sicurezza al ribaltamento, definito dal rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante, non sia inferiore al valore di γ_R fissato dalla normativa (gruppo R3):

$$\eta_{rib} = \frac{M_{stab}}{M_{rib}} \geq \gamma_R = \begin{cases} 1,00 & NTC 2008 \\ 1,15 & NTC 2018 \end{cases}$$

Con la normativa precedente di cui al **D.M. 11/03/1988** (metodo alle tensioni ammissibili), invece, più semplicemente si procede non considerando i coefficienti parziali né sulle azioni ($\gamma_{Gi} = \gamma_{Gs} = \gamma_{Qs} = 1$) né sui materiali ($\gamma_{tan\phi'} = \gamma_{c'} = 1$), e per la verifica occorre semplicemente che il coefficiente di sicurezza al ribaltamento non sia inferiore a 1,5

$$\eta_{rib} = \frac{M_{stab}}{M_{rib}} \geq 1,5$$

Nel caso di **muri su pali** la verifica a ribaltamento non viene effettuata (il ribaltamento è impedito dalla presenza dei pali), essendo sostituita dalla verifica a carico assiale di compressione e trazione di tutti i pali presenti.

10.3 Verifica allo scorrimento sul piano di posa della fondazione

Con riferimento alla figura riportata nel paragrafo precedente, le forze agenti parallelamente al piano di posa della fondazione (componenti orizzontali delle spinte, delle forze esterne e della forza d'inerzia in condizioni sismiche) tendono a far scorrere il muro sullo stesso piano di posa. A tali azioni si oppone la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano.

La verifica allo scorrimento individua qual è il coefficiente di sicurezza nei riguardi di tale stato limite. Quando è presente lo strato di magrone per la posa della fondazione del muro di sostegno, la verifica alla traslazione viene effettuata sia in corrispondenza della superficie di separazione muro-magrone che in corrispondenza della superficie di separazione magrone-terreno.

La somma delle componenti parallele al piano di posa vale:

$$R_H = S_{iH} + S^{g1}_{qH} + S^{q1}_{qH} + P_{2H} + \Delta S_{aH} + F_{inH}$$

La somma delle componenti ortogonali al piano di posa vale:

$$R_V = (W_M + W_T + W_{g1} + P_{2V}) \cdot (1 \pm C_V) + S_{iV} + S^{g1}_{qV} + S^{q1}_{qV} + \Delta S_{aV}$$

In presenza di sisma la somma dei pesi del manufatto, del terreno di riporto sopra la mensola di fondazione di monte, della forza P_{2V} e del sovraccarico permanente agente sopra la mensola di fondazione di monte viene moltiplicato per il fattore $(1 \pm C_V)$, essendo $F_{inV} = \pm C_V W$ la componente verticale delle forze d'inerzia agente verso il basso o verso l'alto in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

A favore di sicurezza, nel calcolo di R_H è opportuno trascurare il contributo della spinta passiva dell'eventuale terreno di valle di altezza D . In casi particolari, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e alla modalità costruttive, la normativa consente di computare un'aliquota massima del 50% di detta spinta passiva a condizione che ci sia l'effettiva permanenza nel tempo di tale contributo e che gli spostamenti necessari alla mobilitazione di tale aliquota siano compatibili con le prestazioni attese dell'opera.

La risultante delle tensioni tangenziali limite sul piano di posa della fondazione vale **in condizioni drenate**:

$$T_{lim} = \int_0^B \tau_{lim} \cdot dx = \int_0^B (\sigma - u) \cdot \tan \delta \cdot dx \quad \text{per contatti che esplicano solo resistenza per attrito}$$

$$T_{lim} = \int_0^B \tau_{lim} \cdot dx = \int_0^B [c_a + (\sigma - u) \cdot \tan \delta] \cdot dx \quad \text{per contatti che esplicano anche resistenza per adesione}$$

dove:

B = larghezza della fondazione;

σ = tensione normale al contatto fondazione-terreno;

u = pressione neutra al contatto fondazione-terreno;

δ = angolo di attrito fondazione-terreno;

c_a = adesione fondazione-terreno (in genere si assume nulla).

In assenza di pressioni neutre ($u=0$) ed ipotizzando δ e c_a costanti in tutti i punti della superficie di contatto fondazione-terreno, si ha, per contatti che esplicano solo resistenza per attrito:

$$T_{lim} = \tan \delta \cdot \int_0^B \sigma \cdot dx = \tan \delta \cdot R_V$$

mentre per contatti che esplicano resistenza anche per adesione si ha:

$$T_{lim} = c_a \cdot B + \tan \delta \cdot R_V$$

In condizioni non drenate:

$$T_{lim} = \int_0^B \tau_{lim} \cdot dx = \int_0^B c_u \cdot dx$$

con c_u coesione non drenata del terreno di fondazione. Ipotizzando c_u costante in tutti i punti della superficie di contatto fondazione-terreno, si ha:

$$T_{lim} = c_u \cdot B$$

Con le NTC, come già visto per la verifica al ribaltamento, per la verifica allo scorrimento occorre che sia

$$E_d \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, R_d e R_k sono rispettivamente il valore di progetto e il valore caratteristico della resistenza del sistema geotecnico, γ_R il coefficiente parziale di sicurezza da applicare alla resistenza globale del sistema geotecnico. Nel calcolo di E_d e R_k è necessario moltiplicare le azioni di progetto per i coefficienti parziali γ_F e dividere i parametri di resistenza dei materiali per i coefficienti parziali γ_M , secondo le combinazioni fornite dalla norma per i muri di sostegno (Approccio 1 o Approccio 2).

Per la verifica allo scorrimento E_d è rappresentata da R_H mentre R_k è rappresentata da T_{lim} . Come già precisato, il R_H e T_{lim} si calcolano tenendo conto dei coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza dei terreni:

$$R_H = \gamma_{Gs} \cdot (S_{tH} + S^{g1}_{qH} + P_{2H}) + \gamma_{Qs} \cdot S^{q1}_{qH} + \Delta S_{aH} + F_{inH}$$

$$R_V = \gamma_{Gi} \cdot (W_M + W_T + W_{g1} + P_{2V}) \cdot (1 \pm C_V) + \gamma_{Gi} \cdot (S_{tV} + S^{g1}_{qV}) + \gamma_{Qs} \cdot S^{q1}_{qV} + \Delta S_{aV}$$

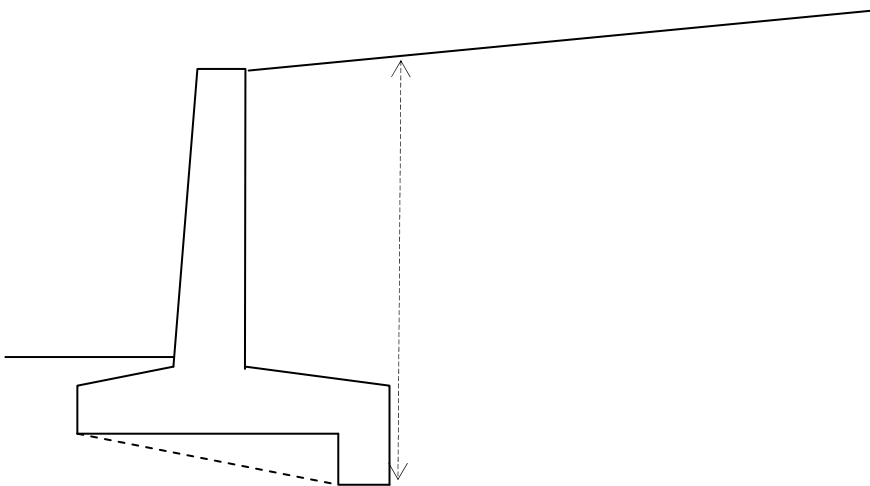
Perché la verifica allo scorrimento sia soddisfatta occorre dunque che sia $E_d \leq R_d = R_k / \gamma_R$ ossia $R_H \leq T_{lim} / \gamma_R$ o, che è lo stesso, che il coefficiente di sicurezza allo scorrimento, definito dal rapporto tra T_{lim} e R_H , non sia inferiore al valore di γ_R fissato dalla normativa:

$$\eta_{scorr} = \frac{T_{lim}}{R_H} \geq \gamma_R$$

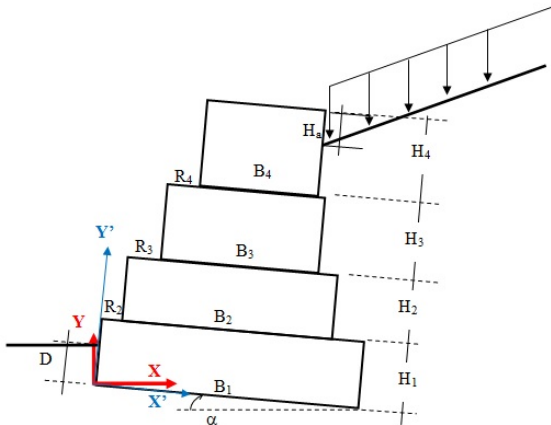
Con la normativa precedente di cui al **D.M. 11/03/1988**, invece, dove non sono presenti i coefficienti parziali né sulle azioni né sui materiali, per la verifica occorre semplicemente che il coefficiente di sicurezza allo scorrimento non sia inferiore a 1,3:

$$\eta_{scorr} = \frac{T_{lim}}{R_H} \geq 1,3$$

Qualora la verifica allo scorrimento non sia soddisfatta può prevedersi nei muri a sbalzo in c.a. un **dente di fondazione**, ubicato all'estremo di monte della fondazione, che ha la funzione di inclinare il piano di scorrimento (il muro potrà scorrere su un piano inclinato verso l'alto). In questo modo si migliora sensibilmente il grado di sicurezza nei confronti della verifica allo scorrimento del muro (i due materiali a contatto sono terra-terra e la componente R_t parallela al piano di posa della fondazione che provoca lo scorrimento è inferiore), anche se di contro aumenta la spinta sul muro perché aumenta l'altezza su cui calcolarla.



Analogamente, nei muri a gravità con sezione a gradoni per aumentare il grado di sicurezza allo scorrimento e al ribaltamento può prevedersi l'inclinazione del piano di posa della fondazione.



Nel caso di **muri su pali** la verifica a scorrimento non si esegue (scorrimento impedito dalla presenza dei pali), essendo necessario e sufficiente eseguire la verifica a carico a carico limite per carichi trasversali di tutti i pali presenti.

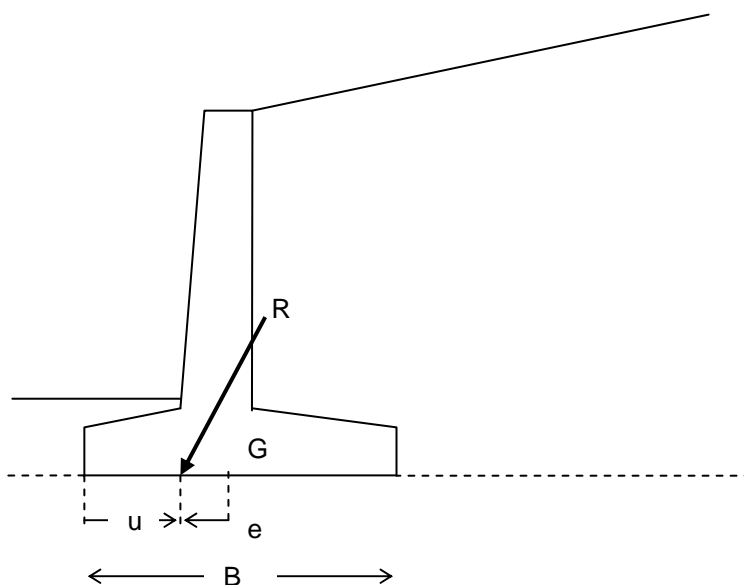
10.4 Verifica al carico limite del complesso fondazione-terreno

Preliminarmente occorre verificare se la sezione di contatto tra fondazione e terreno risulti parzializzata⁵ o meno; la parzializzazione si accetterà solo sotto carichi accidentali (sisma e/o sovraccarichi saltuari), mentre non si accetterà sotto i soli carichi permanenti.

L'eccentricità "e" del carico in fondazione (che in genere è anche inclinato) rispetto al baricentro G della sezione di fondazione a contatto con il terreno è data da:

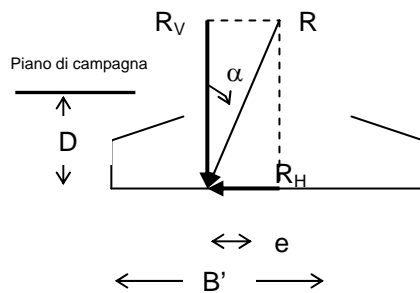
$$e = -\left(\frac{B}{2} - u\right) \quad \text{con} \quad u = \left(\frac{M_{stab} - M_{rib}}{R_V}\right)$$

Valori negativi di e (condizione più frequente) indicano che il carico è applicato a sinistra rispetto al baricentro G. La grandezza u è la distanza del punto di applicazione del carico R rispetto al lembo maggiormente compresso della sezione (valori negativi di u indicano che il carico è esterno alla sezione di fondazione).



⁵ La parzializzazione, come noto, si verifica quando la risultante R dei carichi in fondazione è esterna al nocciolo centrale d'inerzia della sezione di base della fondazione stessa.

Accertata che la verifica alla parzializzazione della base della fondazione sia soddisfatta si procede alla verifica al carico limite del complesso fondazione-terreno.



Oltre al valore di e ed u , sono note le componenti R_v e R_h (e quindi anche l'angolo α) della risultante R delle azioni che pervengono in fondazione.

Nel calcolo del carico limite q_{lim} del complesso fondazione-terreno, per tenere conto dell'eccentricità del carico si fa riferimento alla larghezza di fondazione B' ridotta data da:

$$B' = B - 2e$$

in modo che il carico, eccentrico su B , risulti centrato su B' .

Per tenere conto dell'influenza dell'inclinazione del carico si introducono nell'espressione per il calcolo del carico limite opportuni coefficienti correttivi, detti *fattori di inclinazione del carico*, funzione dell'angolo α di inclinazione del carico rispetto alla verticale:

$$\xi_c = \xi_q = \left(1 - \frac{\alpha}{90}\right)^2 \quad (\text{Meyerhof-Vesic, 1975})$$

$$\xi_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\varphi'_2}\right)^2 \quad (\text{Meyerhof-Vesic, 1975})$$

dove l'angolo α è espresso in gradi sessagesimali ($^\circ$) e φ_2 è l'angolo di resistenza al taglio del terreno di fondazione. Per $\varphi_2 = 0$ il coefficiente ξ_γ è nullo.

Il carico limite per unità di superficie q_{lim} si calcola con la seguente espressione (Prandtl-Caquot-Terzaghi, 1943) valida per fondazioni nastriformi in cui si trascura l'attrito sul piano di posa, l'attrito sulle superfici laterali della fondazione e la resistenza del terreno posto al di sopra del piano di posa della fondazione:

$$q_{lim} = \xi_c \cdot c_2 \cdot N_c + \xi_q \cdot \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + \frac{1}{2} \xi_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot B' \cdot N_\gamma$$

dove:

c_2 = coesione del terreno di fondazione (drenata o non drenata a seconda del caso);

N_c, N_q, N_γ = *fattori del carico limite* (funzioni dell'angolo φ_2);

D = profondità del piano di posa della fondazione rispetto al piano di campagna;

γ_1, γ_2 = pesi dell'unità di volume del terreno posto al di sopra e al di sotto del piano di posa della fondazione.

Per il calcolo dei fattori del carico limite si utilizzano le seguenti espressioni:

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg} \varphi_2} \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_2}{2} \right) \quad (\text{Prandtl, 1921})$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg} \varphi_2} \quad (\text{Prandtl, 1921})$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg} \varphi_2 \quad (\text{Vesic, 1970})$$

Per $\varphi_2 = 0$ si ha $N_c = 2 + \pi = 5,14$ $N_q = 1$ e $N_\gamma = 0$.

In presenza di pressioni neutre (falda) in terreni a grana fina saturi occorre distinguere in base alla velocità di applicazione dei carichi.

Nel caso di applicazione molto lenta dei carichi si verificano le condizioni di rottura drenate (CRD); in questo caso occorre considerare, nel calcolo del carico limite, gli angoli di resistenza al taglio in condizione drenate (φ'_1, φ'_2), la coesione drenata (c'_2) e i pesi dell'unità di volume dei terreni immersi in acqua ($\gamma'_1 = \gamma_{1\text{sat}} - \gamma_w$ e $\gamma'_2 = \gamma_{2\text{sat}} - \gamma_w$, dove γ_w è il peso dell'unità di volume dell'acqua).

Nel caso di applicazione non molto lenta dei carichi devono essere eseguite sia la **verifica a breve termine**, in cui si verificano le condizioni di rottura non drenate (CRND) e per la quale occorre adoperano i parametri geotecnici $\varphi_1 = \varphi_2 = 0$, $\gamma_1 = \gamma_{1\text{sat}}$, $\gamma_2 = \gamma_{2\text{sat}}$, $c_2 = c_{u2}$, sia la **verifica a lungo termine** in cui si verificano le CRD.

In presenza di pressioni neutre (falda) in terreni a grana grossa, indipendentemente dalla velocità di applicazione dei carichi si verificano le condizioni di rottura drenate (CRD).

Per i parametri geotecnici occorre quindi riferirsi agli angoli di resistenza al taglio in condizione drenate e alla coesione drenata; quanto ai pesi dell'unità di volume dei terreni si distinguono i seguenti casi:

- a) **falda sopra il piano di campagna** (fondazione sott'acqua);

Si adottano i pesi dell'unità di volume dei terreni immersi in acqua.

$$\gamma^{*1} = \gamma'_1 = \gamma_{1\text{sat}} - \gamma_w$$

$$\gamma^{*2} = \gamma'_2 = \gamma_{2\text{sat}} - \gamma_w$$

- b) **falda tra il piano di campagna e il piano di posa;**

Si adottano i seguenti pesi dell'unità di volume:

$$\gamma^{*1} = \frac{\gamma_1 \cdot H_w + (\gamma_{1\text{sat}} - \gamma_w) \cdot (D - H_w)}{D}$$

$$\gamma^{*2} = \gamma'_2 = \gamma_{2\text{sat}} - \gamma_w$$

dove H_w è l'affondamento del pelo libero della falda rispetto al piano di campagna.

- c) **falda tra il piano di posa e la profondità D+B;**

Si adottano i seguenti pesi dell'unità di volume:

$$\gamma^{*1} = \gamma_1$$

$$\gamma^{*2} = \frac{(\gamma_2 - (\gamma_{2\text{sat}} - \gamma_w)) \cdot (H_w - D)}{B} + (\gamma_{2\text{sat}} - \gamma_w)$$

- d) **falda a profondità superiore a D+B;**

Si adottano i pesi dell'unità di volume dei terreni:

$$\gamma^*_1 = \gamma_1$$

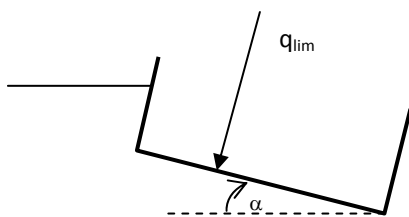
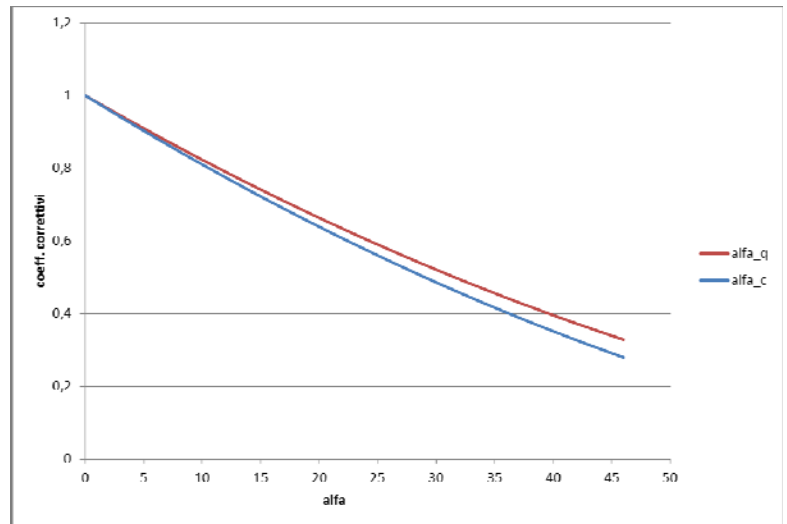
$$\gamma^*_2 = \gamma_2$$

Quando il piano di posa della fondazione è **inclinato**, ad esempio nei muri a gabbioni per aumentare la stabilità a ribaltamento e allo scorrimento (la risultante dei carichi in fondazione sarà meno inclinata rispetto alla normale al piano di posa), la componente del carico limite normale al piano di posa può ancora essere calcolata con l'espressione sopra riportata, nella quale i tre termini a secondo membro vengono moltiplicati per coefficienti correttivi (minori di 1) di inclinazione del piano di posa α_q , α_c ed α_γ (α minore di $\pi/4$)

$$\alpha_q = \alpha_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi_2)^2$$

$$\alpha_c = \alpha_q - \frac{1 - \alpha_q}{N_c \cdot \tan \varphi_2} \quad \text{per } \varphi_2=0 \text{ si}$$

assume $\alpha_c=1$.



Il carico limite complessivo Q_{lim} è dato da:

$$Q_{lim} = q_{lim} \cdot B'$$

Per la verifica agli SLU, secondo le NTC, occorre che sia

$$E_d \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, R_d e R_k sono rispettivamente il valore di progetto e il valore caratteristico della resistenza del sistema geotecnico, γ_R il coefficiente parziale di sicurezza da applicare alla resistenza globale del sistema geotecnico.

Per la verifica al carico limite l'azione di progetto E_d è rappresentata la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa (componente verticale R_v del carico in fondazione), mentre la resistenza di progetto R_k è rappresentata dal carico limite Q_{lim} cioè il valore della forza normale al piano di posa a cui corrisponde il raggiungimento delle condizioni di rottura del terreno do fondazione.

Perché la verifica sia soddisfatta occorre dunque che sia $E_d \leq R_d = R_k/\gamma_R$ ossia $R_v \leq Q_{lim}/\gamma_R$ o, che è lo stesso, che il coefficiente di sicurezza al carico limite, definito dal rapporto tra Q_{lim} e R_v , non sia inferiore al valore di γ_R fissato dalla normativa:

$$\eta_{Q_{lim}} = \frac{Q_{lim}}{R_v} \geq \gamma_R$$

Con la normativa precedente di cui al **D.M. 11/03/1988**, invece, non sono presenti i coefficienti parziali né sulle azioni né sui materiali, e per la verifica occorre semplicemente che il coefficiente di sicurezza al carico limite non sia inferiore a 2:

$$\eta_{Q_{lim}} = \frac{Q_{lim}}{R_v} \geq 2$$

Nel caso di **muri su pali** la verifica a carico limite viene eseguita secondo le metodologie previste per le fondazioni profonde.

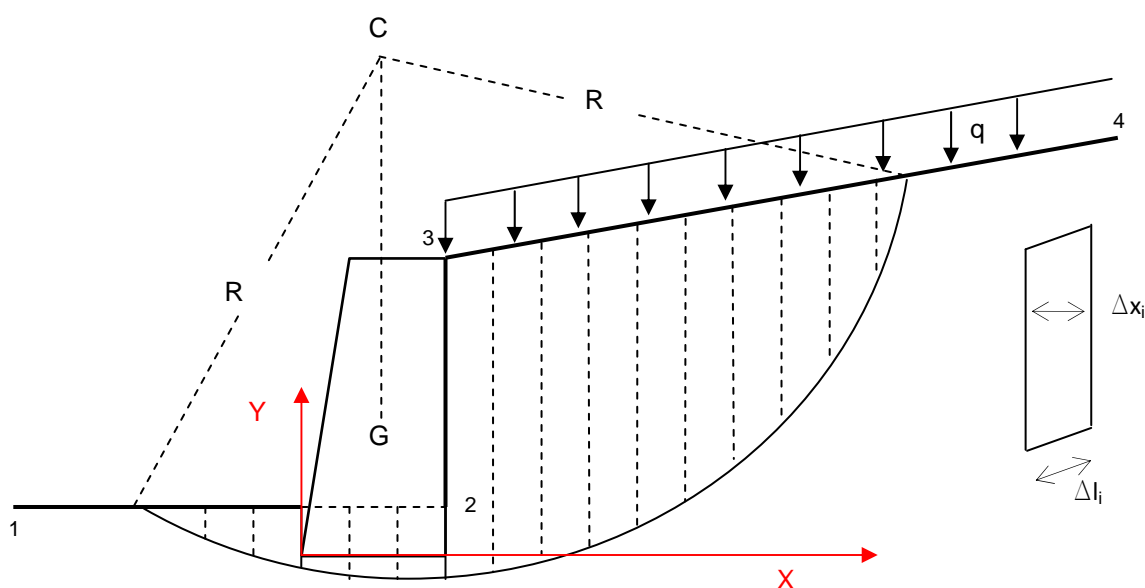
10.5 Verifica di stabilità globale del complesso pendio-muro

La verifica di stabilità globale del complesso pendio-muro viene effettuata con il **metodo di Bishop** adottando cerchi di rottura dei quali si determinano preventivamente le coordinate del centro e il raggio imponendo certe condizioni.

Le condizioni che si impongono per determinare i cerchi di rottura sono le seguenti:

- cerchi aventi il centro sulla verticale baricentrica del muro;
- cerchi passanti per un punto posto nelle immediate vicinanze dello spigolo basso della fondazione lato monte del muro;
- ordinata dei centri dei cerchi variabile in un certo intervallo;
- numero di centri dei cerchi analizzati pari a 10 (per ogni centro fissato di considera un solo cerchio di rottura).

Come noto il metodo di Bishop (attualmente il metodo più diffuso e utilizzato per la verifica di stabilità dei pendii) considera il pendio diviso in N conci o strisce.



Il coefficiente di sicurezza η alla stabilità globale per pendio omogeneo, per fissato cerchio di rottura, in condizioni drenate è espresso dalla seguente equazione globale dei momenti:

$$\eta = \frac{M_{resist}}{M_{instab}} = \frac{c' \cdot L \cdot R + R \cdot \tan \varphi' \cdot \sum_{i=1}^N (N_i - u_{bi} \cdot \Delta l_i)}{R \cdot \sum_{i=1}^N W_i^* \cdot \sin \alpha_i + \sum_{i=1}^N Fsh_i \cdot B_i} \quad (1)$$

dove:

c' = coesione drenata del terreno costituente il pendio;

φ' = angolo di resistenza al taglio drenato del terreno costituente il pendio;

L = lunghezza dell'arco di cerchio di scivolamento avente raggio R (sommatoria dei termini $\Delta l_i = \Delta x_i / \cos \alpha_i$ che sono le lunghezze delle basi dei conci);

Δx_i = larghezza lungo x del concio generico;

N = numero di conci in cui si divide il pendio;

α_i = l'angolo, minore di 90° , che l'orizzontale forma con la base del concio (positivo se antiorario);

N_i = forze normali di reazione del terreno alla base di ogni concio (risultante delle tensioni normali);

T_i = forze tangenziali di reazione del terreno alla base di ogni concio (risultante delle tensioni tangenziali);

u_{bi} = pressione neutra alla base di ogni concio (in assenza di acqua in quiete o in moto di filtrazione la pressione neutra è nulla);

W_{ti} = forza peso del concio;

$W_{qi} = q_i \Delta x_i$ = forza risultante dovuta al sovraccarico applicato sul concio;

$$W_i = W_{ti} + W_{qi}$$

$Fsh_i = C_H W_i$ forza sismica orizzontale relativa al singolo concio;

$Fsv_i = \pm C_V W_i$ forza sismica verticale relativa al singolo concio;

B_i = braccio della forza Fsh_i rispetto a C ;

$$W_i^* = W_i \pm Fsv_i = W_{ti} + W_{qi} \pm Fsv_i$$

Si può osservare che η viene definito come rapporto fra il momento M_{resist} delle forze resistenti (o stabilizzanti) lungo la superficie di scivolamento fissata e il momento M_{instab} delle forze agenti o instabilizzanti (forze peso, forze sismiche, sovraccarico, ...) rispetto al centro di C .

Nel metodo di Bishop si suppone che la risultante delle forze agenti sulle facce laterali dei conci sia orizzontale. Con tale ipotesi, le forze N_i si ottengono agevolmente dall'equazione di equilibrio in direzione verticale del concio:

$$N_i = \frac{W_i^* - \frac{(c' - u_{bi} \cdot \tan \varphi') \cdot \Delta l_i \cdot \sin \alpha_i}{\eta}}{\cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \cdot \tan \varphi'}{\eta}} \quad (2)$$

Combinando la (1) e la (2) si può calcolare il coefficiente di sicurezza; come si vede, però, il coefficiente di sicurezza non si può esplicitare⁶. Bisogna quindi risolvere le due equazioni per tentativi: si fissa un primo valore del coefficiente di sicurezza η_1 che sostituito nell'equazione (2) permette di ricavare N_i e quindi con la (1) si ottiene un coefficiente η_2 ; se η_2 è uguale o molto prossimo a η_1 il valore fissato per il coefficiente di sicurezza è quello cercato; diversamente il valore η_2 si sostituisce nella (2) permettendo di ottenere il valore η_3 e così via. Il procedimento, che converge abbastanza rapidamente, viene reiterato finché $\eta_k = \eta_{k-1}$ a meno della precisione fissata.

In **condizioni non drenate**, nelle formule viste si inserisce $c=c_u$ e $\varphi=\varphi_u=0$.

Il terreno oggetto di verifica di stabilità globale (definito dai cerchi di scivolamento e dal profilo 1-2-3-4 del pendio) viene mediamente diviso in 25 strisce o conci. Per i parametri di resistenza del pendio (c' e φ') si considerano quelli del terreno di fondazione, mentre come peso del terreno si considera quello del terreno spingente. Il peso del muro di sostegno non partecipa al calcolo di η avendo braccio nullo rispetto al centro di rotazione.

Con le **NTC** occorre che sia

$$E_d \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, R_d e R_k sono rispettivamente il valore di progetto e il valore caratteristico della resistenza del sistema geotecnico, γ_R il coefficiente parziale di sicurezza da applicare alla resistenza globale del sistema geotecnico.

Per la verifica di stabilità globale l'azione di progetto E_d è rappresentata dal momento instabilizzante mentre la resistenza di progetto R_k è rappresentata dal momento resistente. Perché la verifica sia soddisfatta occorre dunque che sia $E_d \leq R_d = R_k/\gamma_R$ ossia $M_{instab} \leq M_{resist}/\gamma_R$ o, che è lo stesso, che il coefficiente di sicurezza alla stabilità globale, definito dal rapporto tra M_{resist} e M_{instab} , non sia inferiore al valore di γ_R fissato dalla normativa (viene utilizzato l'approccio 1-combinazione 2: il coefficiente di sicurezza è pari a 1,1):

$$\eta_{pendio} = \frac{M_{resist}}{M_{instab}} \geq \gamma_R = 1,1$$

Con il **D.M. 11/03/1988** (assenza dei coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali), per la verifica occorre che sia

$$\eta_{pendio} = \frac{M_{resist}}{M_{instab}} \geq \gamma_R = 1,3$$

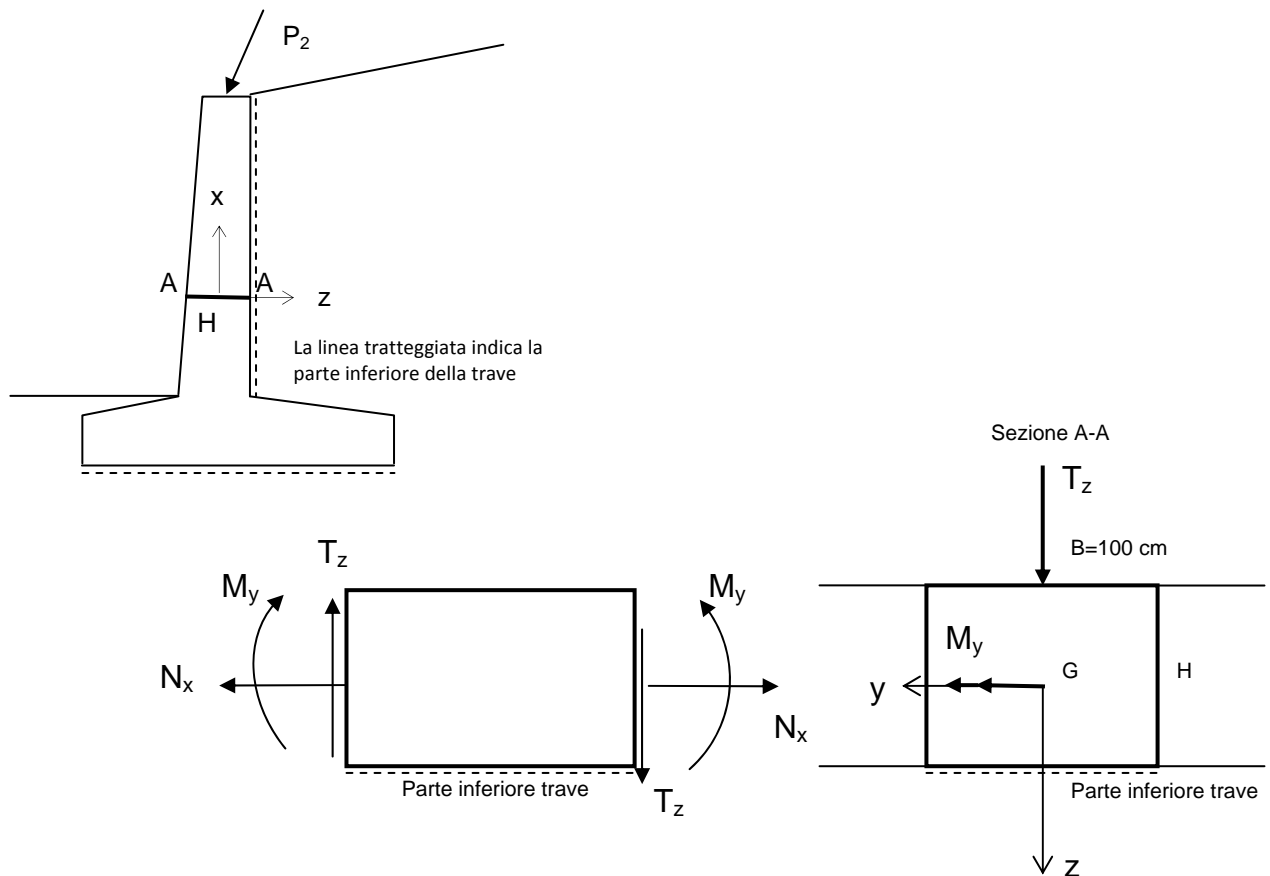
Nel caso di **muri su pali** i cerchi di scivolamento da considerare sono quelli che passano in prossimità dello spigolo di monte della base dei pali della fila più a monte.

⁶ η compare sia a primo che a secondo membro dell'equazione (1) in cui si sostituisce la (2).

10.6 Verifiche strutturali nei muri di sostegno in C.A.

La parete verticale e la fondazione dei muri in C.A. si comportano, dal punto di vista strutturale, come mensole e come tali vengono calcolate (travi isostatiche incastrate ad un estremo).

Nel calcolo delle caratteristiche di sollecitazione (sforzo normale N_x , di taglio T_z e momento flettente M_y) nelle sezioni prefissate, si considereranno solamente le forze agenti superiormente a tali sezioni. Le caratteristiche di sollecitazione nella generica sezione N_x , T_z e M_y hanno segno positivo o negativo in accordo alla convezione adottata in Scienza delle Costruzioni; si assume a tal proposito un sistema di riferimento locale xyz avente l'asse x coincidente con l'asse della mensola, gli assi y e z coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa (sezione rettangolare di larghezza $B=100$ cm pari alla striscia di muro presa a riferimento nel calcolo), origine nel baricentro G della sezione e orientamento come nella figura che segue.



Lo sforzo normale si assume, quindi, positivo se di trazione, lo sforzo di taglio se diretto come l'asse z sulla faccia destra del concio e il momento flettente se tende le fibre inferiori della trave.

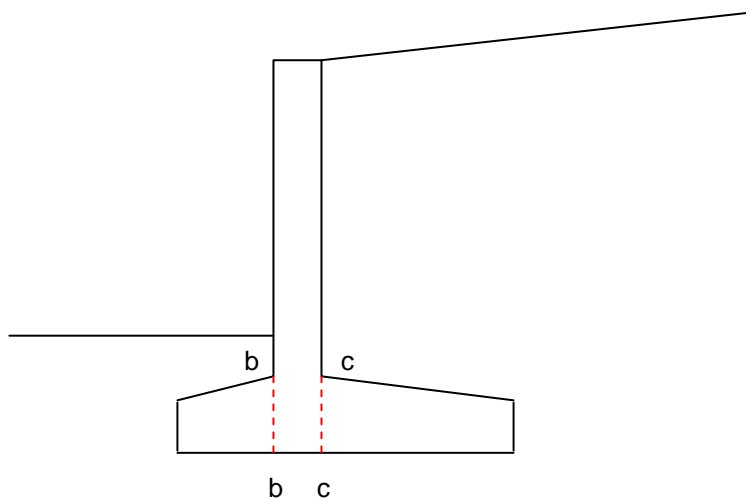
Nelle sezioni della parete verticale la parte inferiore della sezione è quella contro terra. Nelle sezioni in fondazione la parte inferiore delle sezioni è quella a contatto con il terreno di fondazione. La base B della sezione si assume sempre pari a 1 m (calcolo del muro per unità di profondità).

Lo sforzo normale N_x è dato dalle componenti verticali delle spinte, dalla componente di carico P_{2V} e dal peso proprio della parte di parete sovrastante la sezione. Lo sforzo di taglio T_z è dato dalle componenti orizzontali delle spinte e da P_{2H} . Il momento flettente M_y , nota l'eccentricità "e" del carico sulla sezione, è dato $M_y = N_x e$.

Nei muri in C.A. lo sforzo normale N_x è in genere modesto rispetto al momento flettente tanto che può anche essere trascurato consentendo così il calcolo delle sezioni a flessione semplice anziché a presso-flessione.

Note le caratteristiche di sollecitazione e le dimensioni B , H della sezione rettangolare si calcolano le armature da posizionare ai due lembi superiore e inferiore della sezione e si effettuano le verifiche a presso-flessione e taglio.

Per le mensole di fondazione, i carichi sono costituiti dalla reazione del sottosuolo (diretta verso l'alto), dal peso proprio della mensola, dal peso del terreno di riporto e del sovraccarico agente sopra le mensole di fondazione (diretti verso il basso). Le due mensole di fondazione sono soggette a momento flettente e taglio; per esse il calcolo delle armature viene condotto solamente nelle sezioni di incastro $b-b$ e $c-c$ (sezioni maggiormente sollecitate), estendendo a favore di sicurezza l'armatura così calcolata all'intero sviluppo della mensola.



Nel calcolo delle armature si tiene conto dell'**armatura minima** che la normativa fissa per le strutture inflesse.

Con le **NTC** le verifiche strutturali sono condotte con il metodo agli SLU. Per il calcolo degli effetti delle azioni E_d , che in questo caso sono le caratteristiche di sollecitazione, si applica l'Approccio 2 (A1+M1).

Con i **DD.MM. 11/03/1988** e **16/01/1996**, le verifiche strutturali sono condotte con il metodo delle Tensioni Ammissibili.

10.6.1 VERIFICHE ALLO S.L.U. PER TENSIONI NORMALI (SFORZO NORMALE E/O MOMENTO FLETTENTE)

Nel valutare la resistenza ultima dell'elemento strutturale monodimensionale (sezione) nei confronti dello sforzo normale N_x e del momento flettente M_y (sollecitazioni di *sforzo normale centrato*, *flessione retta*, *presso/tenso flessione retta*) si adottano le seguenti ipotesi di base:

- 1) conservazione delle sezioni piane;
- 2) perfetta aderenza tra acciaio e cls;
- 3) resistenza a trazione del cls nulla;
- 4) rottura del cls determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- 5) rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

Dalla prima ipotesi discende che il diagramma delle deformazioni delle diverse fibre di una sezione è lineare.

Le tensioni nel cls e nelle barre di armatura si deducono, note le deformazioni, utilizzando i rispettivi *diagrammi tensioni-deformazioni*. Una differenza di rilievo rispetto al metodo delle tensioni ammissibili sta proprio nel diverso legame sforzo-deformazione assunto per i materiali: nel metodo alle tensioni ammissibili il legame è di tipo lineare proporzionale (legge di Hooke) fino al raggiungimento delle tensioni ammissibili dei materiali (cls e acciaio); nel metodo allo SLU possono adottarsi

leggi più aderenti al reale comportamento dei materiali (il reale comportamento del cls e dell'acciaio si discosta sensibilmente dalla linearità, sia per la presenza di rami plastici, sia, per il cls, per la presenza di una non-linearità anche nel campo considerato elastico).

Per il **diagramma tensione-deformazione del cls** sono previsti dalla norma e da **Muri.Az** i seguenti diagrammi:

- ✓ *diagramma parabola-rettangolo* (è quello più vicino al reale comportamento del cls)
- ✓ *diagramma triangolo-rettangolo*;
- ✓ *diagramma rettangolo* (è una semplificazione di calcolo)

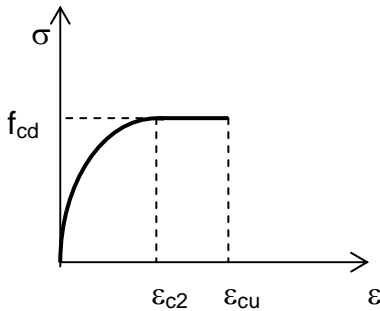


Diagramma parabola-rettangolo
(ramo parabolico elastico non lineare e ramo plastico di limitata estensione)

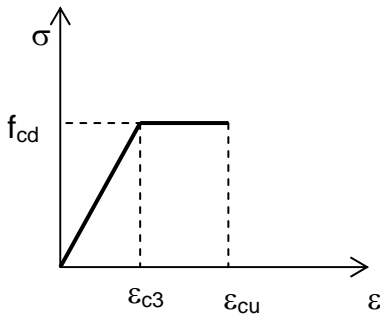


Diagramma triangolo-rettangolo
(ramo elastico lineare e ramo plastico)

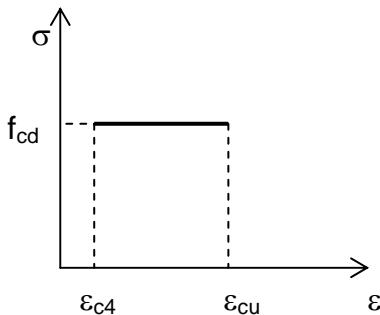


Diagramma rettangolo (Stress block)

Per cls con classi di resistenza non superiori a C50/60 (R_{ck} non superiore a 60 N/mm^2) si assume:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{c2} &= 0,20\% & \varepsilon_{c3} &= 0,175\% & \varepsilon_{c4} &= 0,07\% \\ \varepsilon_{cu} &= 0,35\% & & & & \text{(deformazione del cls a rottura o ultima)} \end{aligned}$$

Per le classi di resistenza superiore a C50/60 si pone:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{c2} &= 0,20\% + 0,0085\% \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53} \\ \varepsilon_{c3} &= 0,175\% + 0,055\% \cdot \left(\frac{f_{ck} - 50}{40} \right) \\ \varepsilon_{c4} &= 0,2 \cdot \varepsilon_{cu} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,26\% + 3,5\% \cdot \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4$$

Per le sezioni soggette a distribuzione di tensione di compressione approssimativamente uniformi, si assume per la deformazione ultima a rottura il valore ε_{c2} anziché ε_{cu} .

Per il **diagramma tensione-deformazione dell'acciaio** sono previsti dalla normativa e da **Muri.Az** i seguenti diagrammi:

- ✓ *diagramma elastico-perfettamente plastico;*
- ✓ *diagramma bilineare con incrudimento;*

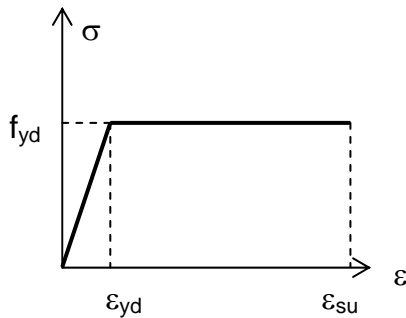


Diagramma elastico-perfettamente plastico

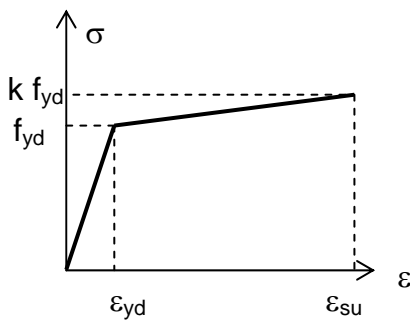


Diagramma bilineare con incrudimento

dove $\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$, ε_{su} è la deformazione ultima a rottura dell'acciaio e k è il rapporto di sovra-resistenza o fattore di incrudimento⁷ (in genere si può assumere pari a 1,2).

I diagrammi vanno intesi completi anche della parte relativa alla compressione (diagramma antisimmetrico) essendo il materiale resistente sia a trazione che a compressione.

Le relazioni analitiche che esprimono il diagramma elastico-perfettamente plastico sono:

$$\begin{aligned} \sigma(\varepsilon) &= E_s \cdot \varepsilon && \text{per } |\varepsilon| \leq \varepsilon_{yd} \\ \sigma(\varepsilon) &= f_{yd} && \text{per } \varepsilon_{yd} \leq |\varepsilon| \leq \varepsilon_{su} \end{aligned}$$

e quelle che esprimono il diagramma bilineare con incrudimento:

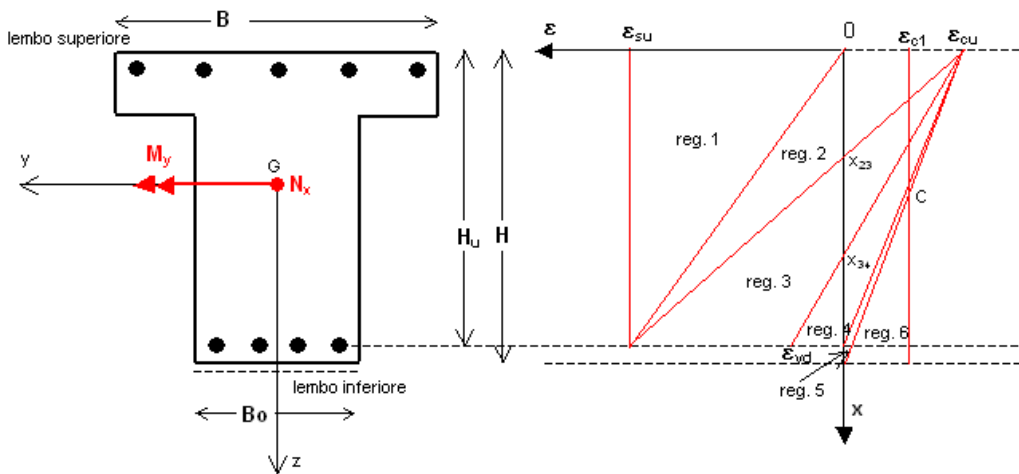
$$\begin{aligned} \sigma(\varepsilon) &= E_s \cdot \varepsilon && \text{per } |\varepsilon| \leq \varepsilon_{yd} \\ \sigma(\varepsilon) &= f_{yd} + (k \cdot f_{yd} - f_{yd}) \cdot \frac{\varepsilon - \varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{yd}} && \text{per } \varepsilon_{yd} \leq |\varepsilon| \leq \varepsilon_{su} \end{aligned}$$

Da notare che per $k=1$ si ricade nel diagramma elastico-perfettamente plastico.

Con la filosofia di calcolo agli SLU, come anticipato, il collasso della sezione è determinato dal superamento nel cls e/o nell'acciaio della rispettiva deformazione ultima: è raggiunto il limite di resistenza della sezione inflessa se la deformazione

⁷ v. Tab. 11.3.1a,b delle NTC.

del cls compresso raggiunge il valore ϵ_{cu} (in genere **0,35%**) e/o quello dell'acciaio teso il valore dell'allungamento limite ϵ_{su} (in genere **1%**). Questo fatto comporta che tutti gli infiniti diagrammi lineari delle deformazioni relativi a situazioni di collasso devono passare per uno di questi due punti come di seguito illustrato:



Nel caso delle opere di sostegno, essendo il problema piano si verifica il caso di sollecitazione di presso/tenso-flessione retta (sezione con asse z di simmetria e $M_z=0$). L'insieme dei possibili diagrammi di deformazione di collasso può suddividersi in 6 regioni, corrispondenti a diversi meccanismi di rottura (con x indichiamo la distanza dell'asse neutro dal lembo maggiormente compresso della sezione).

Regione 1. Comprende i diagrammi in cui il cls è tutto teso (ϵ positivo in tutta la sezione) e quindi esso non partecipa alla resistenza. La variabile x varia tra “- infinito” (sezione soggetta a deformazione uniforme positiva, asse neutro all'infinito) e 0 (asse neutro coincidente con il lembo superiore della sezione). La deformazione dell'armatura maggiormente tesa è quella ultima ϵ_{su} . La rottura avviene per l'eccessivo allungamento dell'armatura tesa. La rottura in regione 1 può essere prodotta dalla trazione semplice ($N_x > 0, M_y = 0$) o dalla tenso-flessione ($N_x > 0, M_y \neq 0$) con piccola eccentricità.

Regione 2. Comprende i diagrammi in cui il cls al lembo maggiormente compresso ha una deformazione compresa tra lo zero e il valore di rottura ϵ_{cu} e l'acciaio maggiormente teso è sempre alla deformazione massima ϵ_{su} . Il valore di x varia tra 0 e x_{23} ⁸. La rottura avviene per l'eccessivo allungamento dell'armatura tesa, prima che il cls arrivi alla deformazione ultima. Le sezioni che collassano in questo modo sono dette debolmente armate cui corrispondono meccanismi di collasso duttili, accompagnati da grandi deformazione plastiche. La rottura nella regione 2 può essere prodotta dalla flessione semplice ($N_x = 0, M_y \neq 0$) o dalla presso/tenso-flessione ($N_x \neq 0, M_y \neq 0$) con grande eccentricità.

Regione 3. Comprende i diagrammi in cui il cls al lembo maggiormente compresso raggiunge ϵ_{cu} e l'acciaio ha una deformazione compresa tra ϵ_{su} e il valore di snervamento $\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$ (allungamento corrispondente alla tensione di plasticizzazione). Il valore di x varia tra x_{23} e x_{34} ⁹. La rottura avviene per schiacciamento del cls, mentre l'acciaio ha superato la soglia plastica. Le sezioni che collassano in questo modo sono dette normalmente armate ed il loro comportamento è tanto più duttile quanto maggiore è l'allungamento dell'acciaio in condizioni di rottura. La rottura nella regione 3 può essere prodotta dalla flessione semplice ($N_x = 0, M_y \neq 0$) o dalla presso/tenso-flessione ($N_x \neq 0, M_y \neq 0$) con grande eccentricità.

Regione 4. Comprende i diagrammi in cui il cls al lembo maggiormente compresso raggiunge ϵ_{cu} e l'acciaio ha una deformazione compresa tra lo zero e il valore di snervamento $\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$. Il valore di x varia tra x_{34} e H_u . La rottura avviene per schiacciamento del cls, mentre l'acciaio non ha superato la soglia plastica. Questo meccanismo si verifica nelle sezioni fortemente armate e produce collassi improvvisi e con piccole deformazioni (*piccola duttilità*). La rottura nella regione 4 può essere prodotta dalla flessione semplice ($N_x = 0, M_y \neq 0$) o dalla presso/tenso-flessione ($N_x \neq 0, M_y \neq 0$) con grande eccentricità.

⁸ Il valore di x che separa le regioni 2 e 3 si ricava con semplici considerazioni di similitudini tra triangoli:

$$x_{23} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{su} + \epsilon_{cu}} \cdot H_u$$

per $\epsilon_{cu} = 0,35\%$ e $\epsilon_{su} = 1\%$ si ottiene $x_{23} = 0,259 H_u$.

⁹ Anche il valore di x che separa le regioni 3 e 4 si ricava con semplici considerazioni di similitudini tra triangoli:

$$x_{34} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{yd} + \epsilon_{cu}} \cdot H_u$$

Regione 5. Comprende i diagrammi in cui il cls al lembo maggiormente compresso raggiunge ε_{cu} e l'acciaio è anch'esso ovunque compresso. Il valore di x varia da H_u ad H . La rottura, che avviene per schiacciamento del cls, può essere prodotta dalla presso-flessione ($N_x < 0, M_y \neq 0$) con piccola eccentricità.

Regione 6. Comprende i diagrammi che ruotano attorno al punto C^{10} . Il valore di x varia da H a “+infinito” (l'asse neutro si va spostando verso il basso, esternamente alla sezione, fino a raggiungere l'infinito positivo). Il cls al lembo maggiormente compresso ha una deformazione inferiore al valore ε_{cu} e l'acciaio è anch'esso ovunque compresso. La rottura nella regione 6 può essere prodotta dalla compressione semplice ($N_x < 0, M_y = 0$) o dalla presso-flessione ($N_x < 0, M_y \neq 0$) con piccola eccentricità. Per $x = +\infty$ si ottiene una deformazione uniforme di accorciamento della sezione opportunamente limitata al valore ε_{c1} come imposto dalla normativa.

La maggior parte delle sezioni delle travi (elementi monodimensionali soggetti principalmente all'azione del momento flettente) correttamente progettate collassano con un meccanismo che appartiene ad una fascia a cavallo tra le regioni 2 e 3. Il diagramma di separazione tra queste due regioni è detto di **rottura bilanciata** e corrisponde alla situazione in cui entrambi i materiali raggiungono simultaneamente la deformazione ultima (massimo sfruttamento dei materiali). Si dice che le sezioni che collassano in questo modo hanno un'**armatura bilanciata**. Nella regione di rottura 2 al crescere della sollecitazione esterna, crescono le deformazioni dell'acciaio e del cls, ma per come è armata la trave, nell'incipiente raggiungimento dello stato limite ultimo, si verificano grandi deformazioni dell'acciaio che sono materialmente visibili (comportamento duttile); nella pratica si osserverebbe una trave che abbandona la linearità e assume una configurazione deformata cosiddetta “imbarcata”, e al raggiungimento del momento ultimo si romperà.

Questo comportamento di rottura duttile è di gran lunga da preferire ad un comportamento fragile della trave (rottura per cedimento del cls); infatti con la rottura fragile si verificherebbe che al crescere del carico la trave sembra quasi che non si deformi, e al raggiungimento del momento ultimo si rompe improvvisamente per schiacciamento del cls, senza quasi nessun preavviso. Avere delle travi progettate per rottura di tipo duttile permette di rendersi conto dell'imminente collasso, segnalato, tra l'altro, anche dalla rottura dei manufatti portati, quali tramezzi, impianti, vetrate che normalmente hanno un comportamento più fragile, e quindi permettono di organizzare in tempi rapidissimi un'evacuazione del locale (si pensi ad una scuola), cosa non possibile se la rottura è di tipo fragile.

Vediamo ora come calcolare le **sollecitazioni ultime** (chiamate anche resistenze della sezione) che confrontate con le sollecitazioni di progetto permettono di effettuare la verifica di resistenza. Data una sezione in C.A. di forma qualunque e comunque armata, per effettuare le verifiche allo SLU alle tensioni normali cominciamo con lo scrivere le solite tre equazioni di equilibrio alla traslazione lungo l'asse della trave e alla rotazione attorno agli assi y e z , baricentrici della sezione omogeneizzata:

$$\int_{A_c} \sigma_c(y, z) \cdot dA + \sum_{i=1}^{N_b} A_{f_i} \cdot \sigma_{f_i} = N_x$$

$$\int_{A_c} \sigma_c(y, z) \cdot z \cdot dA + \sum_{i=1}^{N_b} A_{f_i} \cdot \sigma_{f_i} \cdot z_{f_i} = M_y$$

$$\int_{A_c} \sigma_c(y, z) \cdot y \cdot dA + \sum_{i=1}^{N_b} A_{f_i} \cdot \sigma_{f_i} \cdot y_{f_i} = -M_z$$

dove:

- N_x, M_y, M_z sono le risultanti delle tensioni normali agenti sulla sezione;
- A_c è l'area del cls compresso;
- $\sigma_c(y, z)$ è la tensione di compressione (di valore negativo) nel cls;
- σ_{f_i} è la tensione (positiva se di trazione, negativa se di compressione) della barra i -esima di acciaio;
- A_{f_i} è l'area della barra i -esima di acciaio;
- N_b è il numero delle barre presenti nella sezione;

¹⁰ La distanza d del punto C dal lembo maggiormente compresso della sezione è determinabile geometricamente con semplici considerazioni di similitudini

tra triangoli:
$$d = \frac{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu}} \cdot H$$

- y e z sono le coordinate dell'areola elementare di cls compresso;
- y_{fi} e z_{fi} sono le coordinate del baricentro della barra i -esima di acciaio.

Assegnato un generico campo di deformazioni, da cui si possono derivare le tensioni per mezzo dei legami costitutivi dei materiali, le superiori equazioni permettono di ricavare le risultanti N_x , M_y , M_z . Se il campo di deformazione assegnato è uno che individua la rottura della sezione, per deformazione ultima nel cls e/o acciaio, si ottengono le risultanti ultime N_{xu} , M_{yu} , M_{zu} che riportate nello spazio tridimensionale di assi N_x , M_y , M_z formano, al variare delle configurazioni di rottura, una superficie detta **dominio di rottura**. La sezione è verificata se la terna sollecitante esterna N_{xE} , M_{yE} , M_{zE} individua un punto non esterno al dominio di rottura (punto interno al dominio o sulla superficie).

È chiaro che analizzare sezioni di forma più complessa della rettangolare, soggette a presso o tenso-flessione deviata, e assumere per il cls e l'acciaio diagrammi sforzi-deformazioni non lineari (es. quello parabola-rettangolo per il cls) comporta molte complicazioni di calcolo dovuti alla risoluzione degli integrali matematici. Per le sezioni rettangolari, le equazioni di cui sopra si semplificano essendo $dA=B dz$, con B costante, e potendo accorpare le armature presenti ai due lembi (i tondini sono soggetti alla stessa deformazione e quindi alla stessa tensione). Un'altra semplificazione, ammessa anche dalla normativa Italiana, è quella di adottare per il cls il diagramma rettangolo (*stress-block*). In questo modo si può tirare fuori dal segno dell'integrale la tensione costante del cls.

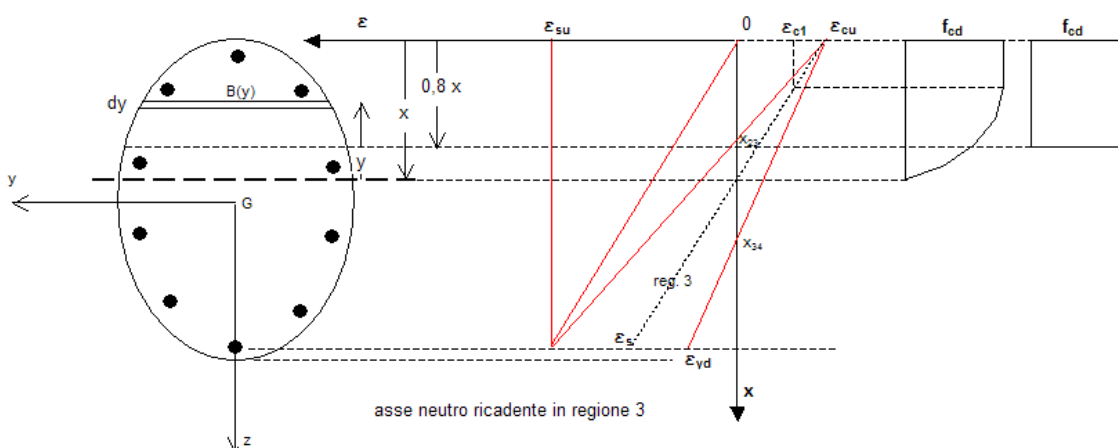
Per sezioni generiche e più complesse, per calcolare N_{xu} , M_{yu} e M_{zu} conviene suddividere l'area del cls compressa in strisce sottili (la precisione è tanto più alta quante più strisce si considerano) per le quali si può ammettere che la tensione del cls è costante. In questo modo si vengono a sostituire agli integrali delle sommatorie estese al numero delle strisce fissate. Questo metodo consente di adottare diagrammi tensioni-deformazioni più accurati e più complessi di quello rettangolo, in grado di seguire il comportamento del materiale per grandi deformazioni.

Per le sezioni in C.A. avente l'asse z verticale di simmetria e soggette a sollecitazioni di sforzo normale centrato (di trazione o di compressione) o di flessione retta o di presso/tenso-flessione retta ($M_z=0$), come nel caso dei muri di sostegno, per la verifica allo SLU è sufficiente costruire il **dominio di rottura N_x - M_y** ossia il luogo dei punti nel piano N_x - M_y che individuano condizioni di rottura della sezione. Questo dominio è l'intersezione del dominio tridimensionale con il piano di equazione $M_z=0$.

Noto che sia il dominio di rottura la verifica di resistenza allo SLU consiste nel constatare che il punto di coordinate N_{xE} , M_{yE} , che individua le sollecitazioni di progetto, sia non esterno al dominio stesso.

Per la costruzione per punti del dominio di rottura N_x - M_y si fissa la distanza x dell'asse neutro (di cui è nota a priori la direzione) dal lembo maggiormente compresso della sezione, facendola variare, con adeguato passo discreto, in modo da coprire tutte le regioni di rottura (dalla 1 alla 6). Fissata x si conosce la regione nella quale la sezione viene a trovarsi nelle condizioni di rottura e quindi si conosce la deformazione massima del calcestruzzo e/o dell'acciaio teso:

- regioni 1 e 2: l'acciaio ha la massima deformazione ϵ_{su}
- regioni 3, 4, 5: il calcestruzzo ha la massima deformazione ϵ_{cu}



Avendo fissata la posizione dell'asse neutro (nella figura soprastante il valore di x fissato ricade nella regione 3) risulta completamente individuato il diagramma delle deformazioni (lineare) in tutta la sezione. Le tensioni sui tondini dell'armatura e nelle strisce di cls, note le deformazioni, si ricavano dai corrispondenti diagrammi tensioni-deformazioni dell'acciaio e del cls.

Le equazioni di equilibrio alla traslazione lungo l'asse della trave e quella alla rotazione rispetto all'asse y, baricentro della sezione omogeneizzata, permettono di ricavare lo sforzo normale di rottura N_{xu} e il momento corrispondente M_{yu} . Si ottiene quindi, per fissata x, una coppia di valori che nel dominio di rottura è rappresentato da un punto. Al variare di x si ottengono tutti i punti utili per la costruzione grafica del dominio di rottura N_x-M_y . In questo modo abbiamo costruito solo la metà della frontiera del dominio di rottura. Per costruire l'altra metà dobbiamo effettuare i calcoli considerando come lembo della sezione maggiormente compresso quello inferiore (comportamento della sezione con momenti flettenti negativi). Se la sezione è simmetrica rispetto all'asse y (armature incluse) il dominio di rottura è anch'esso simmetrico rispetto all'asse N.

Per il dato valore di progetto dello sforzo normale N_{xE} , il software individua dal dominio di rottura i due momenti ultimi (M_{ui} e M_{us}) corrispondenti alla condizione, rispettivamente, di lembo inferiore maggiormente teso e lembo superiore maggiormente teso. La verifica di resistenza è soddisfatta se risulta:

$$M_{ui} \leq M_{yE} \leq M_{us}$$

essendo M_{yE} il momento flettente di progetto nella sezione in esame.

10.6.2 VERIFICHE ALLO S.L.U. PER SOLLECITAZIONI DI TAGLIO

Per la fissata sezione di un muro in C.A. soggetta al taglio di progetto T_{zE} , la verifica di resistenza allo SLU per taglio si esprime con:

$$T_{zE} \leq V_{Rd}$$

dove V_{Rd} è la **resistenza di calcolo al taglio della sezione**.

Resistenza a taglio dovuta al solo cls

Nelle aste, solai, piastre e membrature a comportamento analogo in cls senza specifica armatura trasversale resistente a taglio la verifica di resistenza si pone con

$$T_{zE} \leq T_{cls}$$

dove T_{cls} , resistenza a taglio dovuta al solo cls, si valuta con la seguente espressione (4.1.14 delle NTC) di natura sperimentale:

$$T_{cls} = \left[0,18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (N)$$

con

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

$$0,18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} \geq v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

e dove

- d è l'altezza utile della sezione in mm;
- b_w è la larghezza minima della sezione in mm;
- f_{ck} e v_{\min} sono espressi in N/mm²
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$)
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$)

Finché il taglio non supera il valore T_{cls} il C.A. non è fessurato (il taglio è equilibrato dalle tensioni principali nel cls e le armature, eventualmente presenti, non partecipano praticamente alla resistenza).

Nel calcolo delle armature a taglio, nelle zone in cui risulta $T_{zE} \leq T_{cls}$ non occorre specifica armatura a taglio: è sufficiente adottare la minima armatura trasversale prevista dalla normativa (v. cap. 12). Viceversa nelle zone in cui $T_{zE} > T_{cls}$ occorre specifica armatura a taglio da calcolare in modo che risulti soddisfatta la verifica di cui al paragrafo successivo.

In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio del calcestruzzo è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Aste con armature trasversali resistenti a taglio

La resistenza al taglio V_{Rd} in elementi strutturali con armature trasversali resistenti a taglio (staffe, ferri piegati) si valuta in base al modello a traliccio resistente isostatico di Ritter-Morsh. Gli elementi resistenti del traliccio sono le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di cls e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti $1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$).

Con questo metodo si assume, a favore di sicurezza, che il taglio esterno di progetto T_E venga interamente portato dalle armature trasversali.

La crisi (stato limite) può avvenire o per cedimento degli elementi tesi del traliccio resistente (armatura trasversale) ovvero per cedimento delle bielle di cls compresse. Ne segue che la resistenza a taglio V_{Rd} è data dal minimo valore

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

essendo:

- V_{Rsd} la resistenza di calcolo a "taglio-trazione" dell'armatura trasversale (crisi "lato acciaio");
- V_{Rcd} la resistenza di calcolo a "taglio-compressione" del cls (crisi "lato cls").

Le resistenze V_{Rsd} e V_{Rcd} si valutano con le seguenti formule, discendenti dal modello a traliccio:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)}{1 + \text{ctg}^2\theta}$$

in cui:

- α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave (per le staffe $\alpha=90^\circ$);
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale (ad ogni passo);
- s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive
- $f'_{cd}=0,5 f_{cd}$
- α_c è un coefficiente funzione della tensione media di compressione nel cls

Le stesse formule, fissato il diametro e il numero delle braccia per le staffe ortogonali (e quindi noto A_{sw}), consentono di ricavare, noto il valore del taglio di progetto, il passo massimo con cui disporre l'armatura a taglio.

Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate di una misura pari a

$$A_l = 0,9 \cdot d \cdot (\text{ctg}\theta - \text{ctg}\alpha) / 2 \geq 0$$

11 VERIFICHE DELLE PRESTAZIONI O DI ESERCIZIO (S.L.E.)

Secondo le NTC (calcolo agli stati limite), nelle condizioni di esercizio (combinazioni di carico di esercizio, di tipo “quasi permanente”), gli **spostamenti** dell’opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell’opera e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle acque sotterranee.

Si tratta quindi di verificare uno stato limite degli spostamenti ovvero una situazione di comportamento dell’opera in cui, pur non avendosi il collasso, interviene comunque la perdita o la riduzione di funzionalità della struttura per eccesso di spostamento.

Nei calcoli agli SLE, i valori delle proprietà meccaniche da adoperarsi sono quelli caratteristici (i coefficienti parziali γ_M sulle resistenze dei materiali si assumono unitari) e i coefficienti parziali sulle azioni γ_F sono unitari.

Devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di servizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

Specificamente, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, nel rispetto della condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove E_d è il valore di progetto dello spostamento e C_d è il valore limite dello spostamento stabilito in funzione del comportamento delle costruzioni che interagiscono con le opere in progetto.

I valori degli spostamenti e le verifiche agli SLE sono riportati in Tabulato di calcolo.

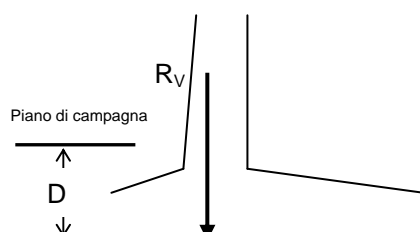
11.1 Calcolo degli spostamenti in assenza di azione sismica

Per le combinazioni di carico fondamentali (assenza di azione sismica) nei muri senza pali, **Muri.Az** valuta i cedimenti assoluti agli estremi della fondazione con il modello di interazione opera-sottosuolo della **trave rigida su suolo elastico alla Winkler**. Si utilizza l’espressione

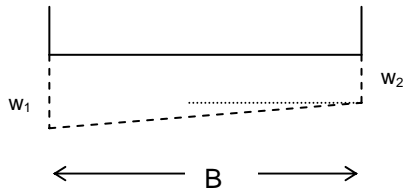
$$w = \frac{\sigma}{k_t}$$

dove σ è la tensione normale nel fissato punto di contatto fondazione-terreno di fondazione nel modello di sottosuolo alla Winkler (letto di molle indipendenti tra loro) e k_t è la *costante di sottofondo o di Winkler* (in genere espressa in kg/cm^3 o kN/cm^3). Sotto l’ipotesi di sottosuolo alla Winkler le tensioni σ nel sottosuolo si valutano con le formule delle sezioni non resistenti a trazione soggette a sforzo normale eccentrico R_v .

Calcolati i cedimenti assoluti all’estremità della fondazione, si calcola la rotazione rigida del piano di posa della stessa e si confronta con i valori ritenuti accettabili.



$$\tan \beta = \frac{w_1 - w_2}{B}$$



In genere si fissa un valore accettabile di rotazione rigida, tenuto conto della destinazione d'uso della costruzione e delle esigenze funzionali. Esso può essere assunto pari:

$$(\tan \beta)_{\max} = 0,003 / 0,005 / 0,0067 / 0,010$$

il che equivale ad imporre un cedimento differenziale massimo $w_1 - w_2$ pari a $1/333$ ($1/200$, $1/150$, $1/100$) della base B della fondazione.

Per fissare detti limiti si deve fare riferimento a documentazione tecnica di comprovata validità.

12 DETTAGLI COSTRUTTIVI E REGOLE PRATICHE DI PROGETTAZIONE PER I MURI IN C.A.

Al fine di ottenere adeguata robustezza alle membrature costituenti il muro e i pali in calcestruzzo ed in ossequio alla normativa vigente (cap. 5.3 del D.M. 14/02/1992, per il metodo alle tensioni ammissibili, paragrafi 4.1.6, 7.2.5 e 7.4.6 delle NTC, per il metodo agli stati limite), il progetto strutturale dell'opera di sostegno e dei pali rispetta le seguenti prescrizioni.

12.1 Armature nelle fondazioni

12.1.1 METODO AGLI STATI LIMITE

12.1.1.1 FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le travi di fondazione superficiali vengono progettate assumendo un comportamento non dissipativo e quindi non sono necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile. L'armatura longitudinale non deve essere inferiore per l'intera lunghezza allo 0,2% dell'area della sezione trasversale della sezione, sia inferiormente che superiormente (paragr. 7.2.5 delle NTC).

12.2 Armature nelle travi (longitudinale a flessione e trasversale a taglio)

12.2.1 METODO AGLI STATI LIMITE

12.2.1.1 ASSENZA DI AZIONI SISMICHE O PRESENZA DI AZIONI SISMICHE IN STRUTTURE A COMPORTAMENTO NON DISSIPATIVO

L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa deve rispettare il limite minimo fissato dalla formula 4.1.45 delle NTC:

$$A_{s,\min} = \alpha \cdot b_t \cdot d \quad \text{con} \quad \alpha = 0,26 \cdot \frac{f_{cm}}{f_{yk}} \geq 0,0013 = 0,13\%$$

dove b_t è la larghezza media della zona tesa e d è l'altezza utile della sezione.

A titolo di esempio, per una sezione rettangolare 100x40 cm, appartenente ad un muro di sostegno a mensola in c.a. realizzato con cls classe C25/30, il valore minimo di armatura in zona tesa è pari a (per $d=36$ cm):

$$\alpha = 0,26 \cdot \frac{f_{cm}}{f_{yk}} = 0,26 \cdot \frac{25,75}{4500} = 0,00149 = 0,149\% \quad A_{s,\min} = \alpha \cdot 100 \cdot 36 = 5,36 \text{ cm}^2$$

L'area dell'armatura tesa o compressa non deve superare individualmente il 4% dell'area della sezione (ad esclusione delle zone di sovrapposizione).

Le mensole costituenti il muro in c.a. devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore a $A_{st}=1,5 B$ (mm^2/m) essendo B lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione. In ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere

costituita da staffe. Nel caso di sezione rettangolare B è la base della sezione, mentre nel caso di sezione circolare piena di diametro D, la grandezza B si assume pari alla metà del diametro.

Nel caso di sezioni in cui non è richiesta specifica armatura a taglio si adotta un'**armatura di ripartizione**, costituita da tondini di fissato diametro posti in orizzontale lungo la direzione trasversale del muro, in quantità pari al 20/25% dell'armatura longitudinale a flessione prevista nella stessa sezione. Il passo dell'armatura di ripartizione non sarà in ogni caso superiore a 33,3 cm e a 0,8 volte l'altezza utile della sezione.

Nelle sezioni di incastro delle mensole senza specifica armatura a taglio viene disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio.

12.2.1.2 PRESENZA DI AZIONI SISMICHE IN STRUTTURE A COMPORTAMENTO DISSIPATIVO

In presenza di azioni sismiche e con calcolo per comportamento dissipativo delle strutture, occorre la presenza nella trave per tutta la lunghezza di almeno $2\phi_{14}$ sopra e sotto e le percentuali minime e massime di armatura sono definite dalla formula 7.4.26 NTC:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

dove:

ρ è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa

ρ_{comp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa

Nelle zone dissipative devono essere previste staffe di contenimento costituenti l'armatura trasversale avente diametro minimo 6 mm. La prima staffa deve distare non più di 5 cm dalla sezione di spicco della trave; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 175 mm e 225 mm, rispettivamente per classe di duttilità alta e media;
- 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali rispettivamente per classe di duttilità alta e media;
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

Nel caso, ad esempio, di sezione avente altezza 50 cm, copriferro 3 cm, diametro del ferro longitudinale 16 mm, classe di duttilità alta, il passo delle staffe con diametro 8 mm nelle zone dissipative non deve essere superiore a 9,6 cm.

Le staffe devono avere ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità, assicurati alle barre longitudinali.

12.3 Copriferro e interferro

L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo. Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature. Per consentire un omogeneo

getto del calcestruzzo, il copriferro e l'interferro delle armature devono essere rapportati alla dimensione massima degli inerti impiegati.

12.4 Ancoraggio delle barre e loro giunzione

Le barre tese devono essere prolungate oltre la sezione nella quale esse sono soggette alla massima tensione in misura sufficiente a garantirne l'ancoraggio nell'ipotesi di ripartizione uniforme delle tensioni tangenziali di aderenza.

Le armature longitudinali devono essere interrotte ovvero sovrapposte preferibilmente nelle zone compresse o di minore sollecitazione. La continuità fra le barre può effettuarsi mediante:

- ✓ sovrapposizione, calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra. In ogni caso la lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo deve essere non minore di 20 volte il diametro della barra con un minimo di 15 cm. La distanza mutua (interferro) nella sovrapposizione non deve superare 4 volte il diametro;
- ✓ saldature, eseguite in conformità alle norme in vigore sulle saldature. Devono essere accertate la saldabilità degli acciai che vengono impiegati, nonché la compatibilità fra metallo e metallo di apporto;
- ✓ giunzioni meccaniche per barre di armatura. Tali tipi di giunzioni devono essere preventivamente validati mediante prove sperimentali.

Per barre di diametro $\varnothing > 32$ mm occorrerà adottare particolari cautele negli ancoraggi e nelle sovrapposizioni.

L'ancoraggio delle barre può essere utilmente migliorato mediante uncini terminali. Se presenti, gli uncini dovranno avere raggio interno adeguato, tale da evitare danni all'armatura e, ai fini dell'aderenza, essi possono essere computati nella effettiva misura del loro sviluppo in asse alla barra.

13 ULTERIORI PRESCRIZIONI

13.1 Descrizione delle fasi e modalità costruttive

Il terreno di riempimento a tergo del muro deve essere posto in opera con opportuna tecnica di costipamento ed avere granulometria tale da consentire un drenaggio efficace nel tempo. È previsto l'uso di geotessili, con funzione di separazione e filtrazione, da interporre fra il terreno in sede e quello di riempimento.

A tergo del muro è previsto un drenaggio, da realizzare in modo da risultare efficace in tutto il volume significativo a tergo del muro, in grado di garantire, anche nel tempo, un adeguato smaltimento delle acque piovane e di falda, qualora presenti, e di controllare e regolare la filtrazione e le pressioni neutre delle acque nel sottosuolo.

14 CONCLUSIONI

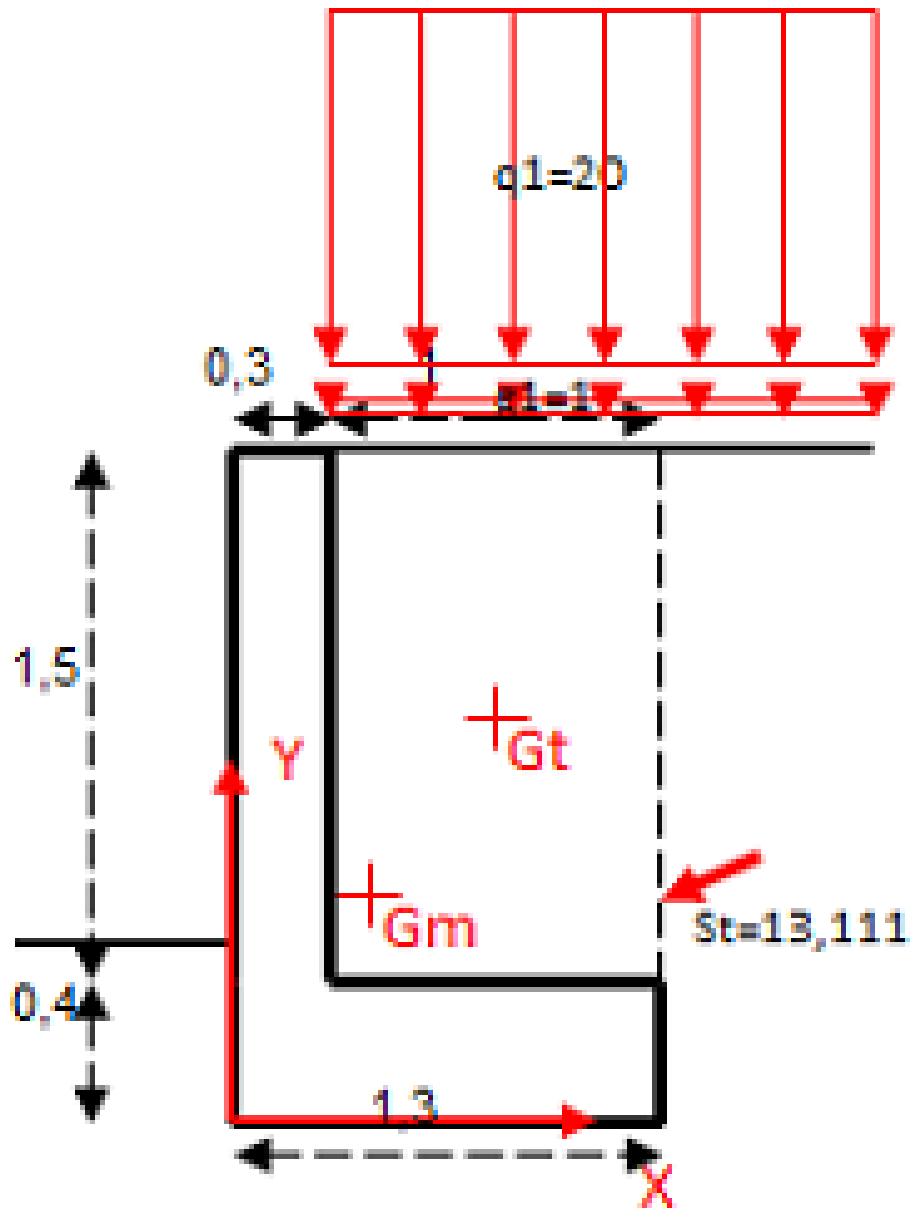
Le verifiche effettuate, sia di tipo geotecnico che strutturale, sotto le combinazioni di carico agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio, confermano il pre-dimensionamento effettuato e pertanto l'opera di sostegno e di fondazione progettata risponde ai requisiti di sicurezza e funzionalità prescritti dalla normativa vigente.

In allegato alla presente è riportato il tabulato di calcolo.

Bressanone, ottobre 2020

Il progettista delle strutture
Dott. Ing. Luca Bragagna

ALLEGATO - TABULATO DI CALCOLO



NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. 17/01/2018

Le verifiche di tipo geotecnico (ribaltamento, scorrimento, carico limite, stabilità globale) e strutturali vengono svolte con il metodo agli Stati Limite Ultimi (S.L.U.)

Coeff. parziali o di sicurezza sulle azioni (A)gruppo EQUazioni permanenti aventi effetto favorevole alla sicurezza $g_{Gi}=0,9$ azioni permanenti aventi effetto sfavorevole alla sicurezza $g_{Gs}=1,1$ azioni variabili aventi effetto favorevole alla sicurezza $g_{Qi}=0$ azioni variabili aventi effetto sfavorevole alla sicurezza $g_{Qs}=1,5$ gruppo A1azioni permanenti aventi effetto favorevole alla sicurezza $g_{Gi}=1$ azioni permanenti aventi effetto sfavorevole alla sicurezza $g_{Gs}=1,3$ azioni variabili aventi effetto favorevole alla sicurezza $g_{Qi}=0$ azioni variabili aventi effetto sfavorevole alla sicurezza $g_{Qs}=1,5$ gruppo A2azioni permanenti aventi effetto favorevole alla sicurezza $g_{Gi}=1$ azioni permanenti aventi effetto sfavorevole alla sicurezza $g_{Gs}=1$ azioni variabili aventi effetto favorevole alla sicurezza $g_{Qi}=0$ azioni variabili aventi effetto sfavorevole alla sicurezza $g_{Qs}=1,3$ **Coeff. parziali o di sicurezza per i parametri geotecnici dei terreni (M)**gruppo M1tangente dell'angolo di resistenza al taglio $g_f=1$ coesione efficace $g_c=1$ coesione non drenata $g_{cu}=1$ peso dell'unità di volume $g_g=1$ gruppo M2tangente dell'angolo di resistenza al taglio $g_f=1,25$ coesione efficace $g_c=1,25$ coesione non drenata $g_{cu}=1,4$ peso dell'unità di volume $g_g=1$ **Coeff. parziali o di sicurezza sulle resistenze globali dei sistemi geotecnici (R)**gruppo R3

Opera di sostegno:

coeff. sicurezza al ribaltamento $g_{Rib}=1,15$ coeff. sicurezza allo scorrimento $g_{Scorr}=1,1$ coeff. sicurezza al carico limite del complesso fondazione-terreno $g_{Qlim}=1,4$ coeff. sicurezza resistenza del terreno a valle $g_{Sp}=1,4$

Pali di fondazione:

coeff. sicurezza resistenza alla base $g_b=1,35$ coeff. sicurezza resistenza laterale in compressione $g_s=1,15$ coeff. sicurezza resistenza laterale in trazione $g_{st}=1,25$ coeff. sicurezza resistenza a carichi trasversali $g_T=1,3$

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno viene condotta secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2)

Le rimanenti verifiche SLU di tipo geotecnico e strutturale sono condotte in base all'Approccio 2 (A1+M1+R3)

UNITA' DI MISURA**Sistema Internazionale**

Lunghezze (coordinate, distanze, dimensioni, spostamenti ...): m

Aree sezioni: mq

Volumi: mc
Momenti di inerzia sezioni: m^4
Forze, Resistenza alla punta e laterale, Sforzo normale, Taglio: kN
Momenti (stabilizzante, instabilizzante, flettente - per metro lineare di muro): $kN \cdot m$
Sovraccarico uniformemente ripartito: kN/mq
Coesione: kN/mq
Pesi unità di volume: kN/mc
Coefficienti di reazione del terreno o di Winkler: kN/cm
tempi: secondi (s)
velocità: m/s
accelerazioni: m/s^2
Latitudine, Longitudine: gradi sessadecimali
calcoli strutturali
dimensioni, copriferro, interferro: cm
diametri tondini, staffe e spirali: mm
aree sezioni: cmq
volumi: cmc
Momenti di inerzia sezioni: cm^4
Tensioni/pressioni, Moduli elastici, carico limite unitario, resistenze mater.: N/mmq

METODI DI CALCOLO

Muro

calcolo della spinta: teoria di Coulomb generalizzata
calcolo del carico limite del complesso fondazione superficiale-terreno: teoria di Prandtl-Cacquot-Terzaghi
stabilità globale: metodo di Bishop
analisi sismica: metodo pseudostatico
calcolo spostamenti permanenti indotti dal sisma: metodo Newmark > Whitman e Liao

Pali di fondazione

valori del fattore di forma N_q per il carico limite assiale: Berezantzev et al. (1961)
valori del fattore di forma N_q per pali trivallati di grande diametro: Berezantzev (1965)
Analisi del palo sotto carichi di esercizio (verifiche strutturali e calcolo spostamenti nel palo):
"Palo elastico su suolo elastico alla Winkler" - soluzione con il Metodo agli Elementi Finiti (F.E.M)

SISTEMA DI RIFERIMENTO ASSOLUTO

Origine sull'estremo inferiore della fondazione di valle, asse X orizzontale verso monte, asse Y verticale verso l'alto, asse Z ortogonale al piano del disegno e uscente

INPUT DEL PROBLEMA

CONDIZIONI DI ROTTURA

Condizioni di rottura drenate - Assenza di pressioni neutre

TIPOLOGIA E SEZIONE MURO

Muro a sbalzo in C.A.

DATI GEOMETRICI

Sezione muro

scarpa esterna, $Se=0$ m
spessore muro in testa, $Bm=0,3$ m
scarpa interna, $Si=0$ m
altezza parte superiore muro, $Hm=1,5$ m
altezza complessiva muro, $H=1,9$ m
altezza fondazione, $Hf=0,4$ m
larghezza fondazione, $B=1,3$ m

sviluppo fondazione a monte, $L=1$ m
sviluppo longitudinale del muro (lungo l'asse Z), $Lz=10$ m

Terreni circostanti

inclinazione pendio di monte rispetto all'orizzontale, i ($^{\circ}$)=0
affond. piano di posa fondazione, $D=0,5$ m
affond. terreno di monte rispetto al coronamento muro, $Ha=0$ m
angolo di rotazione del piano di posa della fondaz. rispetto all'orizzontale, α ($^{\circ}$)=0
spessore del magrone, $Sm=0,1$ m

DATI GEOTECNICI TERRENI

peso dell'unità di volume dell'acqua, $g_w=9,81$ kN/mc

Terreno spingente (1)

peso dell'unità di volume, $g=18,5$ kN/mc
angolo di resistenza al taglio, F_i ($^{\circ}$)=34
coesione drenata terreno spingente, $c'=3$ kN/mq
angolo di attrito diaframma verticale da estremo di fondaz. di monte = 23°

Terreno di fondazione (2)

peso dell'unità di volume, $g=18,5$ kN/mc
angolo di resistenza al taglio, F_i ($^{\circ}$)=34
coesione drenata terreno di fondazione, $c'=3$ kN/mq
costante di sottofondo o di Winkler del terreno di fondazione, $kt=0,1$ kN/cmc

Terreno di riporto sopra la fondazione di monte (3)

peso dell'unità di volume del terreno di riporto sopra la fondaz., $g_3=18,5$ kN/mc

PROPRIETA' AL CONTATTO MURO-TERRENI E PALI-TERRENI

Angoli di attrito sulle superfici di contatto muro-terreni

angolo di attrito terrapieno-muro, $\delta=34^{\circ}$
angolo di attrito muro-magrone o muro-terreno, $\delta_1=34^{\circ}$
adesione al contatto muro-magrone o muro-terreno $ad_1=0$ kN/mq
angolo di attrito magrone-terreno di fondazione, $\delta_2=23^{\circ}$
adesione al contatto magrone-terrenodi fondazione $ad_2=0$ kN/mq

DATI MATERIALE MURO E PALI

peso dell'unità di volume, $g_m=25$ kN/mc
peso dell'unità di volume del magrone = 22 kN/mc

Calcestruzzo

resistenza caratteristica cubica a compressione, $R_{ck}=30$ N/mm²
modulo di elasticità longitudinale, $E_c=31.447$ N/mm²
coeff. parziale di sicurezza = $1,5$
diagramma di progetto tensione-deformazione: parabola-rettangolo
deformazione $\epsilon_{c2} = 0,2\%$
deformazione $\epsilon_{c3} = 0,175\%$
deformazione $\epsilon_{c4} = 0,07\%$
deformazione di rottura o ultima = $0,35\%$
resistenza media a compress. cilindrica, $f_{cm}=32,9$ N/mm²
resistenza caratteristica a compress. cilindrica a 28 gg, $f_{ck}=24,9$ N/mm²
resistenza di progetto a compress., $f_{cd}=14,11$ N/mm²
resistenza media a trazione, $f_{ctm}=2,56$ N/mm²
resistenza caratteristica a trazione, $f_{ctk}=1,79$ N/mm²
resistenza di progetto a trazione, $f_{ctd}=1,19$ N/mm²

Acciaio

tipo di acciaio: B450C
modulo di elasticità longitudinale, $E_s=210.000$ N/mm²
coeff. parziale di sicurezza = $1,15$

diagramma di progetto tensione-deformazione: elastico-perfettamente plastico

deformazione di snervamento = 0,186%

deformazione a rottura = 1%

tensione caratteristica di snervamento, $f_{yk}=450,00$ N/mm²

resistenza di progetto dell'acciaio, $f_{yd}=391,30$ N/mm²

SOVRACCARICHI: 1) UNIFORMEMENTE RIPARTITO SUL TERRAPIENO; 2) CONCENTRATO SUL MURO

terrapieno: di tipo permanente, $g_1=1$ kN/m²

terrapieno: di tipo variabile, $q_1=20$ kN/m²

muro (di tipo permanente), componente orizz. $H_2=0$ kN/m

muro (di tipo permanente), componente vert. $V_2=0$ kN/m

AZIONE SISMICA

non viene considerata

DATI PROGETTO ARMATURA A FLESSIONE E TAGLIO

Muro

rapporto armature = 0

diametro armatura trasversale (staffe o di ripartizione), $d_{st}=8$ mm

numero di braccia delle eventuali staffe per ml di muro = 4

percentuale dell'armatura longit. a flessione per determinare l'armat. di ripartiz. = 20%

Muro e pali (quando presenti)

diametro tondini = 12 mm

copriferro = 3 cm

spazio minimo tra le barre (interferro) = 4 cm

interasse massimo tra le barre = 30 cm

VERIFICHE AGLI S.L.E.

valore massimo ammissibile della tangente dell'angolo di rotazione del piano di posa della

fondazione = 0,005 ($\beta_{max}=0,29^\circ$)

spostamento permanente ammissibile per effetto del sisma = 2 cm

IMPOSTAZIONI DI CALCOLO

Terreni omogenei ed isotropi: spingente (1) - di fondazione (2) - di riporto sopra la fondaz. di monte (3)

Condizioni di spinta "attiva"

Non si tiene conto della spinta passiva a valle (a favore di sicurezza)

COMBINAZIONI DI CARICO

Combinazioni fondamentali (assenza di sisma)

Azioni permanenti G:

- peso proprio elementi strutturali
(muro)

- peso proprio terreno

- peso proprio elementi non strutturali

- carico concentrato sul coronamento del muro e sovraccario permanente sul terrapieno

- spinte del
terreno

Azioni variabili Q:

- sovraccarico saltuario sul terrapieno q_1 (es. derivante da traffico veicolare)

- spinta dovuta al sovraccarico saltuario

Combinazioni sismiche

Azione sismica E

Azioni permanenti G

Azioni variabili Q (con coeff. riduttivo di combinazione)

OUTPUT DEL PROBLEMA**AREE, PESI E BRACCI (rispetto all'origine del sist. di riferimento)**Muro

area = 0,97 mq

peso = 24,25 kN

ascissa baricentro muro = 0,42 m

ordinata baricentro muro = 0,64 m

Terreno di riporto sopra la fondazione a monte

area = 1,5 mq

peso = 27,75 kN

ascissa baricentro terreno = 0,8 m

ordinata baricentro terreno = 1,15 m

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI**COMBINAZ. FONDAMENTALE 1 (assenza di sovraccarico accidentale)****VERIFICA AL RIBALTAMENTO (rispetto all'estremo di fondazione di valle)**

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

coeff. carichi permanenti favorevoli alla sicurezza = 1

coeff. carichi permanenti sfavorevoli alla sicurezza = 1,3

coeff. carichi variabili favorevoli alla sicurezza = 0

coeff. carichi variabili sfavorevoli alla sicurezza = 1,5

angolo di resistenza al taglio drenato di progetto terreno spingente, $\text{Fi1d}=34^\circ$ coesione drenata di progetto terreno spingente, $\text{C1d}=3 \text{ kN/mq}$ Spinta complessiva dovuta al terrapieno e all'eventuale sovraccarico, $\text{St}=3,49 \text{ kN}$ componente orizzontale, $\text{Sth}=3,21 \text{ kN}$ braccio componente orizzontale, $\text{YSt}=0,63 \text{ m}$ componente verticale, $\text{Stv}=1,36 \text{ kN}$ braccio componente verticale, $\text{XSt}=1,3 \text{ m}$ Momento ribaltante, $\text{Mrib}=2,64 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Momento stabilizzante, $\text{Mstab}=34,91 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Coeff. di sicurezza = 13,21

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (piano di posa)

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

angolo di resistenza al taglio di progetto terreno spingente, $\text{Fi1d}=34^\circ$ Spinta complessiva dovuta al terrapieno e all'eventuale sovraccarico, $\text{St}=3,49 \text{ kN}$ componente orizzontale, $\text{Sth}=3,21 \text{ kN}$ braccio componente orizzontale, $\text{YSt}=0,63 \text{ m}$ componente verticale, $\text{Stv}=1,36 \text{ kN}$ braccio componente verticale, $\text{XSt}=1,3 \text{ m}$ Resistenza lungo la superficie di scorrimento, $\text{Tlim}=36,67 \text{ kN}$ Componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano alla base del muro, $\text{Rh}=4,17 \text{ kN}$

coeff. di sicurezza superf. separazione muro-magrone o muro-terreno = 8,79

VERIFICA SODDISFATTA

coeff. di sicurezza sup. separazione magrone-terreno = 5,87

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA AL CARICO LIMITE

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

Parametri geotecnici di progetto

angolo di resistenza al taglio drenato del terreno di fondazione, $\text{Fi2d} (\circ)=34$ coesione drenata terreno di fondazione, $c'2d=3 \text{ kN/mq}$ peso dell'unità di volume del terreno superficiale, $g1=18,5 \text{ kN/mc}$ peso dell'unità di volume del terreno di fondazione, $g2=18,5 \text{ kN/mc}$ Risultante dei carichi in fondazione, $R=54,52 \text{ kN}$ componente normale al piano posa fondazione, $Rn=54,36 \text{ kN}$ componente tangenziale al piano posa fondazione, $Rt=4,17 \text{ kN}$ angolo di inclinazione di R rispetto alla normale al piano di posa fondaz. = $4,39^\circ$ eccentricità di R, $Ec=-0,06 \text{ m}$ $B/6 = 0,22 \text{ m}$

base del muro non parzializzata

larghezza ridotta della fondazione, $B'=1,19 \text{ m}$

Fattori del carico limite

 $Nc=42,16$ $Nq=29,44$ $Ng=41,06$

Fattori di inclinazione del carico

 $ic=0,9$ $iq=0,9$ $ig=0,76$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

 $\text{alfa}_c=1$ $\text{alfa}_q=1$ $\text{alfa}_g=1$ Carico limite unitario, $q_{lim}=0,7 \text{ N/mm}^2$ Carico limite, $Q_{lim}=834,30 \text{ kN}$ Sottospinta, $Sw=0,00 \text{ kN}$ Carico di esercizio, $Q_{es}=Rn-Sw=54,36 \text{ kN}$ Coeff. di sicurezza = $15,35$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

n° di cerchi analizzati = 10

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

angolo di resistenza al taglio di progetto terreno, $\text{Fid} (\circ)=28,35$ coesione drenata di progetto, $C'd=2,4 \text{ kN/mq}$ **Cerchio critico: $Xc \text{ (m)}= 0,42$ $Yc \text{ (m)}= 2,79$ $Rc \text{ (m)}= 3,05$**

| concio | Wt | Wq | alfa (°) | u | DX | Fsh | B | Fsv | N | T |
|--------|------|-----|----------|---|------|-----|------|-----|------|------|
| 1 | 0,3 | 0 | -39 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 0,67 | 0,36 |
| 2 | 0,85 | 0 | -34,31 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 1,35 | 0,48 |
| 3 | 1,31 | 0 | -29,87 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 1,84 | 0,56 |
| 4 | 1,7 | 0 | -25,62 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 2,19 | 0,62 |
| 5 | 2,03 | 0 | -21,52 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 2,44 | 0,67 |
| 6 | 2,29 | 0 | -17,53 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 2,62 | 0,7 |
| 7 | 2,5 | 0 | -13,62 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 2,74 | 0,72 |
| 8 | 2,65 | 0 | -9,79 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 2,81 | 0,73 |
| 9 | 3,03 | 0 | -6,46 | 0 | 0,15 | 0 | 2,79 | 0 | 3,13 | 0,75 |
| 10 | 5,01 | 0 | -3,63 | 0 | 0,15 | 0 | 2,79 | 0 | 5,09 | 1,13 |
| 11 | 8,09 | 0,2 | -0,32 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 8,3 | 1,8 |
| 12 | 8,07 | 0,2 | 3,49 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 8,18 | 1,78 |
| 13 | 8 | 0,2 | 7,31 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 8,04 | 1,75 |
| 14 | 7,87 | 0,2 | 11,17 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 7,89 | 1,73 |
| 15 | 7,7 | 0,2 | 15,08 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 7,72 | 1,7 |

| | | | | | | | | | | |
|----|------|-----|-------|---|-----|---|------|---|------|------|
| 16 | 7,46 | 0,2 | 19,06 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 7,54 | 1,66 |
| 17 | 7,17 | 0,2 | 23,14 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 7,32 | 1,63 |
| 18 | 6,81 | 0,2 | 27,35 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 7,08 | 1,59 |
| 19 | 6,38 | 0,2 | 31,72 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 6,79 | 1,54 |
| 20 | 5,87 | 0,2 | 36,32 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 6,45 | 1,48 |
| 21 | 5,26 | 0,2 | 41,21 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 6,02 | 1,41 |
| 22 | 4,53 | 0,2 | 46,5 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 5,47 | 1,33 |
| 23 | 3,64 | 0,2 | 52,38 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 4,72 | 1,21 |
| 24 | 2,51 | 0,2 | 59,21 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 3,55 | 1,04 |
| 25 | 0,94 | 0,2 | 68,01 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 1,26 | 0,72 |

L (m) = 6,09

M_resist = 244,05 kN*m

M_instab = 88,65 kN*m

Coff. sicurezza del pendio (metodo di Bishop) = 2,753

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE STRUTTURALI MURO (metodo agli SLU)

MENSOLA DI FONDAZIONE DI VALLE

Momento flettente sezione di incastro, $M_y=0,00$ kN*m

Taglio sezione di incastro, $T_z=0,00$ kN

armatura inferiore = 9,05 cmq (8 fi 12)

armatura superiore = 4,52 cmq (4 fi 12)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso), $M_{us}=122,78$ kN*m

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso), $M_{ui}=-62,79$ kN*m

essendo $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$ la VERIFICA E' SODDISFATTA

momento resistente sezione, $M_{rd}=122,78$ kN*m

MENSOLA DI FONDAZIONE DI MONTE

momento flettente sezione di incastro, $M_y=-5,43$ kN*m

taglio sezione di incastro, $T_z=8,07$ kN

armatura inferiore = 4,52 cmq (4 fi 12)

armatura superiore = 9,05 cmq (8 fi 12)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso), $M_{us}=62,79$ kN*m

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso), $M_{ui}=-122,78$ kN*m

essendo $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$ la VERIFICA E' SODDISFATTA

momento resistente sezione, $M_{rd}=-122,78$ kN*m

MENSOLA IN ELEVAZIONE

Sez. 1-1 (distanza sezione rispetto alla testa del muro = 1,5 m largh. sez = 0,3 m)

Momento ribaltante, $M_{rib}=0,73$ kN*m

Momento stabilizzante, $M_{stab}=1,92$ kN*m

componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione, $R_h=1,47$ kN

componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione, $R_v=12,01$ kN

eccentricità dello sforzo normale, $e=-0,05$ m ($u = 0,1$ m)

Momento flettente, $M_y=0,62$ kN*m

Sforzo normale, $N_x=-12,01$ kN

Taglio, $T_z=-1,47$ kN

armatura lato terra, $A_f=4,52$ cmq (4 fi 12)

armatura lato esterno, $A_{1f}=4,52$ cmq (4 fi 12)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso), $M_{us}=47,12$ kN*m

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso), $M_{ui}=-47,12$ kN*m

essendo $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$ la VERIFICA E' SODDISFATTA

momento resistente sezione, $M_{rd}=47,12$ kN*m

COMBINAZ. FONDAMENTALE 2 (presenza di sovraccarico accidentale)**VERIFICA AL RIBALTAMENTO (rispetto all'estremo di fondazione di valle)**

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

coeff. carichi permanenti favorevoli alla sicurezza = 1

coeff. carichi permanenti sfavorevoli alla sicurezza = 1,3

coeff. carichi variabili favorevoli alla sicurezza = 0

coeff. carichi variabili sfavorevoli alla sicurezza = 1,5

angolo di resistenza al taglio drenato di progetto terreno spingente, $\text{Fi1d}=34^\circ$

coesione drenata di progetto terreno spingente, $\text{C1d}=3 \text{ kN/mq}$

Spinta complessiva dovuta al terrapieno e all'eventuale sovraccarico, $\text{St}=13,11 \text{ kN}$

componente orizzontale, $\text{Sth}=12,07 \text{ kN}$

braccio componente orizzontale, $\text{YSt}=0,63 \text{ m}$

componente verticale, $\text{Stv}=5,12 \text{ kN}$

braccio componente verticale, $\text{XSt}=1,3 \text{ m}$

Momento ribaltante, $\text{Mrib}=9,94 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento stabilizzante, $\text{Mstab}=39,80 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Coeff. di sicurezza = 4

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (piano di posa)

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

angolo di resistenza al taglio di progetto terreno spingente, $\text{Fi1d}=34^\circ$

Spinta complessiva dovuta al terrapieno e all'eventuale sovraccarico, $\text{St}=13,11 \text{ kN}$

componente orizzontale, $\text{Sth}=12,07 \text{ kN}$

braccio componente orizzontale, $\text{YSt}=0,63 \text{ m}$

componente verticale, $\text{Stv}=5,12 \text{ kN}$

braccio componente verticale, $\text{XSt}=1,3 \text{ m}$

Resistenza lungo la superficie di scorrimento, $\text{Tlim}=39,20 \text{ kN}$

Componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano alla base del muro, $\text{Rh}=15,69 \text{ kN}$

coeff. di sicurezza superf. separazione muro-magrone o muro-terreno = 2,5

VERIFICA SODDISFATTA

coeff. di sicurezza sup. separazione magrone-terreno = 1,66

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA AL CARICO LIMITE

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

Parametri geotecnici di progetto

angolo di resistenza al taglio drenato del terreno di fondazione, $\text{Fi2d}(\text{°})=34$

coesione drenata terreno di fondazione, $\text{c'2d}=3 \text{ kN/mq}$

peso dell'unità di volume del terreno superficiale, $\text{g1}=18,5 \text{ kN/mc}$

peso dell'unità di volume del terreno di fondazione, $\text{g2}=18,5 \text{ kN/mc}$

Risultante dei carichi in fondazione, $\text{R}=60,20 \text{ kN}$

componente normale al piano posa fondazione, $\text{Rn}=58,12 \text{ kN}$

componente tangenziale al piano posa fondazione, $\text{Rt}=15,69 \text{ kN}$

angolo di inclinazione di R rispetto alla normale al piano di posa fondaz. = $15,11^\circ$

eccentricità di R, $\text{Ec}=-0,14 \text{ m}$

$\text{B}/6 = 0,22 \text{ m}$

base del muro non parzializzata

larghezza ridotta della fondazione, $\text{B}'=1,03 \text{ m}$

Fattori del carico limite

$\text{Nc}=42,16$

$\text{Nq}=29,44$

Ng=41,06

Fattori di inclinazione del carico

ic=0,69

iq=0,69

ig=0,31

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

alfa_c=1

alfa_q=1

alfa_g=1

Carico limite unitario, qlim=0,4 N/mm²

Carico limite, Qlim=407,57 kN

Sottospinta, Sw=0,00 kN

Carico di esercizio, Qes=Rn-Sw=58,12 kN

Coeff. di sicurezza = 7,01

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

n° di cerchi analizzati = 10

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

angolo di resistenza al taglio di progetto terreno, Fid (°)=28,35

coesione drenata di progetto, C'd=2,4 kN/m²**Cerchio critico: Xc (m)= 0,42 Yc (m)= 2,79 Rc (m)= 3,05**

| concio | Wt | Wq | alfa (°) | u | DX | Fsh | B | Fsv | N | T |
|--------|------|------|----------|---|------|-----|------|-----|-------|------|
| 1 | 0,3 | 0 | -39 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 0,84 | 0,57 |
| 2 | 0,85 | 0 | -34,31 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 1,54 | 0,74 |
| 3 | 1,31 | 0 | -29,87 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 2,01 | 0,86 |
| 4 | 1,7 | 0 | -25,62 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 2,34 | 0,95 |
| 5 | 2,03 | 0 | -21,52 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 2,58 | 1,01 |
| 6 | 2,29 | 0 | -17,53 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 2,73 | 1,04 |
| 7 | 2,5 | 0 | -13,62 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 2,83 | 1,06 |
| 8 | 2,65 | 0 | -9,79 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 2,87 | 1,07 |
| 9 | 3,03 | 0 | -6,46 | 0 | 0,15 | 0 | 2,79 | 0 | 3,17 | 1,09 |
| 10 | 5,01 | 0 | -3,63 | 0 | 0,15 | 0 | 2,79 | 0 | 5,12 | 1,65 |
| 11 | 8,09 | 5,46 | -0,32 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 13,58 | 4,12 |
| 12 | 8,07 | 5,46 | 3,49 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 13,31 | 4,05 |
| 13 | 8 | 5,46 | 7,31 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 13,06 | 3,98 |
| 14 | 7,87 | 5,46 | 11,17 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 12,82 | 3,91 |
| 15 | 7,7 | 5,46 | 15,08 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 12,59 | 3,85 |
| 16 | 7,46 | 5,46 | 19,06 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 12,37 | 3,79 |
| 17 | 7,17 | 5,46 | 23,14 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 12,14 | 3,74 |
| 18 | 6,81 | 5,46 | 27,35 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 11,92 | 3,68 |
| 19 | 6,38 | 5,46 | 31,72 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 11,68 | 3,63 |
| 20 | 5,87 | 5,46 | 36,32 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 11,44 | 3,57 |
| 21 | 5,26 | 5,46 | 41,21 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 11,17 | 3,52 |
| 22 | 4,53 | 5,46 | 46,5 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 10,87 | 3,47 |
| 23 | 3,64 | 5,46 | 52,38 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 10,49 | 3,41 |
| 24 | 2,51 | 5,46 | 59,21 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 9,97 | 3,34 |
| 25 | 0,94 | 5,46 | 68,01 | 0 | 0,2 | 0 | 2,79 | 0 | 9,03 | 3,26 |

L (m) = 6,09

M_resist = 377,73 kN*m

M_instab = 199,27 kN*m

Coff. sicurezza del pendio (metodo di Bishop) = 1,896

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE STRUTTURALI MURO (metodo agli SLU)**MENSOLA DI FONDAZIONE DI VALLE**Momento flettente sezione di incastro, $M_y=0,00 \text{ kN}^*\text{m}$ Taglio sezione di incastro, $T_z=0,00 \text{ kN}$

armatura inferiore = 9,05 cmq (8 fi 12)

armatura superiore = 4,52 cmq (4 fi 12)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettentemomento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso), $M_{us}=122,78 \text{ kN}^*\text{m}$ momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso), $M_{ui}=-62,79 \text{ kN}^*\text{m}$ essendo $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$ la VERIFICA E' SODDISFATTAmomento resistente sezione, $M_{rd}=122,78 \text{ kN}^*\text{m}$ **MENSOLA DI FONDAZIONE DI MONTE**momento flettente sezione di incastro, $M_y=-23,18 \text{ kN}^*\text{m}$ taglio sezione di incastro, $T_z=39,15 \text{ kN}$

armatura inferiore = 4,52 cmq (4 fi 12)

armatura superiore = 9,05 cmq (8 fi 12)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettentemomento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso), $M_{us}=62,79 \text{ kN}^*\text{m}$ momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso), $M_{ui}=-122,78 \text{ kN}^*\text{m}$ essendo $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$ la VERIFICA E' SODDISFATTAmomento resistente sezione, $M_{rd}=-122,78 \text{ kN}^*\text{m}$ **MENSOLA IN ELEVAZIONE****Sez. 1-1 (distanza sezione rispetto alla testa del muro = 1,5 m largh. sez = 0,3 m)**Momento ribaltante, $M_{rib}=4,87 \text{ kN}^*\text{m}$ Momento stabilizzante, $M_{stab}=3,20 \text{ kN}^*\text{m}$ componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione, $R_h=9,75 \text{ kN}$ componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione, $R_v=16,31 \text{ kN}$ eccentricità dello sforzo normale, $e=-0,25 \text{ m}$ ($u = -0,1 \text{ m}$)Momento flettente, $M_y=4,11 \text{ kN}^*\text{m}$ Sforzo normale, $N_x=-16,31 \text{ kN}$ Taglio, $T_z=-9,75 \text{ kN}$ armatura lato terra, $A_f=4,52 \text{ cmq}$ (4 fi 12)armatura lato esterno, $A_{1f}=4,52 \text{ cmq}$ (4 fi 12)**Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente**momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso), $M_{us}=47,67 \text{ kN}^*\text{m}$ momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso), $M_{ui}=-47,67 \text{ kN}^*\text{m}$ essendo $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$ la VERIFICA E' SODDISFATTAmomento resistente sezione, $M_{rd}=47,67 \text{ kN}^*\text{m}$ **ARMATURA TRAVERSALE A TAGLIO O DI RIPARTIZIONE MURO**

L'armatura a taglio eventualmente necessaria è costituita solo da staffe

Mensola di fondazione di valleTaglio massimo nella sezione al variare delle combinaz. di carico $T_{z_max} = 0,00 \text{ kN}$ Resistenza al taglio dovuta al solo cls, $T_{cls}=158,7 \text{ kN}$ Resistenza a "taglio-compressione" (bielle di cls), $V_{rcd}=1.136,6 \text{ kN}$ essendo $T_{z_max} \leq T_{cls}$ non occorre specifica armature a taglio (è sufficiente l'armatura trasversale minima regolamentare)

armatura di ripartizione: 2 fi 8 con passo 28,6 cm

Mensola di fondazione di monteTaglio massimo nella sezione al variare delle combinaz. di carico $T_{z_max} = 39,15 \text{ kN}$ Resistenza al taglio dovuta al solo cls, $T_{cls}=158,7 \text{ kN}$ Resistenza a "taglio-compressione" (bielle di cls), $V_{rcd}=1.136,6 \text{ kN}$

essendo $Tz_{max} \leq T_{cls}$ non occorre specifica armature a taglio (è sufficiente l'armatura trasversale minima regolamentare)

armatura di ripartizione: 2 fi 8 con passo 28,6 cm

Mensola in elevazione

Sez. 1-1

Taglio massimo nella sezione al variare delle combinaz. di carico $Tz_{max} = 9,75$ kN

Resistenza al taglio dovuta al solo cls, $T_{cls} = 119,9$ kN

Resistenza a "taglio-compressione" (bielle di cls), $V_{rcd} = 819,1$ kN

essendo $Tz_{max} \leq T_{cls}$ non occorre specifica armature a taglio (è sufficiente l'armatura trasversale minima regolamentare)

armatura di ripartizione: 2 fi 8 con passo 20,6 cm

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO COMBINAZ. FONDAMENTALE 1 (assenza di sovraccarico accidentale)

Risultante dei carichi in fondazione, $R = 54,46$ kN

componente orizzontale dei carichi in fondazione, $R_h = 3,21$ kN

componente verticale dei carichi in fondazione, $R_v = 54,36$ kN

angolo di inclinazione di R rispetto alla verticale = $3,38^\circ$

eccentricità di R, $E_c = -499,4$ m

limite del nocciolo centrale d'inerzia della base di fondaz. $B/6 = 166,67$ m

distanza di R dal lembo maggiorante compresso, $u = 0,6$ m

pressione di contatto all'estremo di fondazione di valle, $p_1 = 59,9$ kN/mq

cedimento all'estremo di fondazione di valle, $w_1 = 0,06$ cm

tangente dell'angolo di rotaz. della base della fondaz. = $0,00033$ ($\beta = 0,02^\circ$)

Verifica allo S.L.E. soddisfatta

COMBINAZ. FONDAMENTALE 2 (presenza di sovraccarico accidentale)

Risultante dei carichi in fondazione, $R = 59,36$ kN

componente orizzontale dei carichi in fondazione, $R_h = 12,07$ kN

componente verticale dei carichi in fondazione, $R_v = 58,12$ kN

angolo di inclinazione di R rispetto alla verticale = $11,73^\circ$

eccentricità di R, $E_c = -499,45$ m

limite del nocciolo centrale d'inerzia della base di fondaz. $B/6 = 166,67$ m

distanza di R dal lembo maggiorante compresso, $u = 0,55$ m

pressione di contatto all'estremo di fondazione di valle, $p_1 = 70,0$ kN/mq

cedimento all'estremo di fondazione di valle, $w_1 = 0,07$ cm

tangente dell'angolo di rotaz. della base della fondaz. = $0,000422$ ($\beta = 0,02^\circ$)

Verifica allo S.L.E. soddisfatta