

III. 6.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Il dimensionamento di un muro si basa tradizionalmente sui margini di sicurezza rispetto a ciascun tipo di meccanismo di rottura, come prima delineato, e come svolto in figura G22.

Si noti in particolare che la verifica a ribaltamento è fatta scegliendo il polo A al piede del muro, tale polo è stato denominato:

-A₀ per il dimensionamento corrispondente al fattore di sicurezza a ribaltamento $\eta_r = 1$, ovvero a collasso, (muro tratteggiato in fig.G23).

-A_r per $\eta_r = 1,5$, minimo di norma, corrispondente a circa un' eccentricità della reazione risultante R_t del terreno, al limite del nocciolo d'inerzia della base fondale del muro ($e=b_r/6$).

-A per risultante R_t centrata nel baricentro della fondazione larga b, per incremento della lunghezza della mensola anteriore.

Si richiama in merito che la verifica al ribaltamento non dipende dal polo A, essendo il momento risultante normale alla risultante ($M \times R = MR \cos 90^\circ = 0$) invariante con il polo,

Lo stato di esercizio prevede che $M_{stab} \geq \eta_r M_{rib}$, per cui la distanza A₀ – A, materializza proprio la sicurezza al ribaltamento, se si sceglie come polo il baricentro G della fondazione, si evidenzia il corrispondente ruolo dell' eccentricità $e > 0 < b/6$.

La presenza della mensola anteriore, considerando il muro come un corpo rigido, presenta gli stessi vantaggi statici visti per la mensola all'estremità della trave di fondazione. Si può infatti centrare la reazione del terreno nel baricentro della fondazione, eliminando i cedimenti per rotazioni rigide θ , in modo da mantenere i cedimenti differenziali in campo ammissibile, e conseguentemente basare la dimensione b solo sulla portanza σ_{tamm} , secondo la problematica già descritta per i plinti (v. fattori di portanza N_c, N_q, N_γ).

Gli svantaggi sono stati già evidenziati al paragrafo precedente, in merito alla crescita enorme delle dimensioni se il modello rigido si vuole estenderlo all'intera opera di sostegno, come visto nella I^a Parte.

Nella figura G23 sono riportate le varie verifiche , per quanto riguarda la valutazione della portanza ultima si noti che è sistematicamente ridotta dal coefficiente d'inclinazione $\chi_t = (1 - tg\delta)$ essendo δ l'inclinazione della risultante ,ovvero l'angolo di attrito mobilitato con cui la reazione del terreno si oppone allo scorrimento.

La verifica dei cedimenti viene descritta per il caso di terreno elastico omogeneo ed isotropo, ad esempio per $E=400 \text{ kg/cm}^2 = 4 \text{ kN/cm}^2$, $\delta_v < 2 \text{ cm}$, ammissibile per basare il dimensionamento sulla sola portanza,

Inoltre $\delta_h = \frac{h}{b} \delta_v \approx \frac{h}{500}$ corrisponde congruentemente allo spostamento che consente l'instaurarsi dello stato di spinta attivo (v. fig.G 19) , ovvero per deformazioni del terreno del 2‰ tipiche del campo lineare elastico descritto in fig.3 nella Iª Parte.

Si noti che per fondazioni del muro su roccia $\theta = 0$ per cui il coefficiente di spinta da K_a cresce a K_o , però se si compatta il terrapieno , crescendo φ ,si riduce il coefficiente fino a valori intorno a $K= 0,1 \div 0,2$.

La larghezza della fondazione ,per coesione $c=0$, risulta;

$$b = h\sqrt{\eta_r K_a} \approx \frac{h}{2} = 3,0 \text{ m}$$

in prima approssimazione , in base anche alla conoscenza dei parametri geotecnica e dei relativi fattori parziali di sicurezza.

La classica verifica di Coulomb allo scorrimento basata proprio sulla definizione dell'angolo d'attrito φ ovvero $tg\varphi = S / G$ per il fattore di sicurezza $\eta_s = 1$, per cui φ rappresenta l'apertura del cono di attrito , oltre la quale l'inclinazione della risultante instaura la perdita di stabilità per scorrimento. Per inciso emblematico è in merito il comportamento delle automobili molto pesanti e potenti su strada innevata, rispetto a quelle piccole e poco potenti. La componente del peso dell'auto pesante sul piano inclinato , come evidenziato da Galilei, supera subito la resistenza per basso attrito dovuto alla superficie sdruciolevole, che invece è meno impegnata da auto più leggere (v. figura G 26 riguardante la stabilità dei pendii).

Solo in pianura la macchina più pesante è più vantaggiosa di quella leggera, così i ricchi rischiano di scivolare subito appena c'è la difficoltà della salita, illudendosi anche di essere più potenti.

In presenza del sisma, nella figura G 22, viene evidenziata la gerarchia di collasso fra la rottura per scorrimento e quella per ribaltamento.

Per $\varphi < 30^\circ$ e per accelerazioni di progetto caratterizzata dal coefficiente sismico $C_s = 0,1$, della precedente normativa sismica, la figura segnala che il dimensionamento del muro è condizionata anzitutto dalla carenza di resistenza allo scorrimento.

Con l'EC8 il predetto risultato permane, ma anziché essere svolto per lo stato limite di esercizio, è trattato con i valori dell'accelerazione più realistici visti nella prima Parte in I.4, per lo stato limite di danno. Si possono allora ammettere spostamenti del muro, specie orizzontali, maggiori di quelli sopra descritti, se non ci sono opere a monte che condizionano tali spostamenti. Si noti che dopo che il muro si è spostato a causa del terremoto, si ripristina la resistenza attritiva, che specie con i terreni incoerenti anziché degradarsi verso i valori residui può addirittura crescere per addensamento del terreno vibrocompattato dalle scosse. Per questa ragione frane in atto nei conoidi di detrito pedemontano, si esauriscono dopo un evento sismico. Naturalmente succede esattamente il contrario con terreni coesivi ed in presenza di falda d'acqua, con i disastri che tanto piagano l'Italia e che potrebbero essere prevenuti se almeno si realizzasse il continuo disciplinamento delle acque, con chiare competenze e capitoli di spesa pubblica agricolo-forestale.

Le sollecitazioni massime nelle sezioni principali del muro a sbalzo in c.a. sono calcolate in figura G24 in assenza di sisma, per gli usuali fattori parziali di sicurezza $\gamma_g = 1; \gamma_t = 1$ d'esercizio.

Vanno in particolare valutati i sovraccarichi sul ciglio del muro, specie se di collisione, se l'opera è di sostegno stradale, o gli scalzamenti al piede, specie se l'opera è vicina ad un corso d'acqua.

Vanno anche evitati rinterri con terreni argillosi specie sovraconsolidati, che nel tempo con le infiltrazioni piovane diventano fortemente spingenti per rigonfiamento.

Le armature conseguenti, secondo i metodi SLE già visti per altre membrature, sono riportate nelle figura G25, con il tipico estratto dei ferri.

Nella figura G26 infine in alto sono delineati gli spostamenti tipici nell'intorno di opere di sostegno di scavi, che s'incrementano sensibilmente ,se si deprime la falda acquifera.

RIBALTAMENTO

$$S = \frac{1}{2} K_0 \gamma h^2 \text{ (KN/m)}$$

$$G = \gamma_m h b_z \text{ (KN/m)}$$

$$R_t = \sqrt{G^2 + S^2} \text{ (KN/m)}$$

$$M_{stab} = \frac{1}{6} K_0 \gamma h^3 \text{ (KN.m/m)}$$

$$M_{stab} = \frac{1}{2} \gamma_m h b^2 \text{ (KN.m/m)}$$

SCORRIMENTO

$$\eta_s = \frac{G + \gamma h}{S} \geq 1,3$$

$$b_s \pm \frac{\eta_s k_a}{2 \gamma h} h \geq b_z$$

PORTAZIONE

Terroni: non drenati ($\phi=0$)

$$\sigma_{b\text{amm}} = \frac{c_u N_c}{\eta} = 2c_u$$

Terroni drenati ($c=0$)

$$\sigma_{b\text{amm}} = (\gamma h + \gamma \frac{b}{2} N_q) X_t$$

Fattore d'inclinazione

$$X_t = (1 - \tan \theta)^2$$

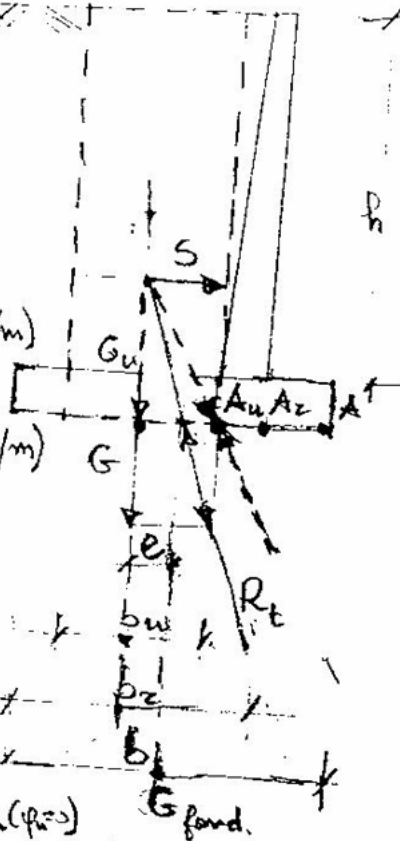
Circostanze ammissibili

Terrapieno
 $c=0$

$$K_0 = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$$

Fondazioni molto profonde
fattore di forma per la
portanza $\beta=1$, $e \gg b$

Terroni di fond.
semispazio elastico E



$$\eta_{cu} = 1; \sum M_u = 0$$

$$\frac{1}{2} \gamma_m h b_u^2 = \frac{1}{6} K_0 \gamma h^3$$

$$b_u \approx h/3$$

$$\eta_{zib} \approx 1,5; M_{stab} = \eta_z M_{zib}$$

$$\frac{1}{6} \gamma_m h b_z^2 = \eta_z \frac{1}{6} K_0 \gamma h^3$$

$$b_z + h \sqrt{\eta_z k_a} \geq b_s$$

$$e \approx \frac{b_z}{2} - \frac{M_{st} - M_{zib}}{\gamma_m h b} \approx \frac{b_z}{6}$$

$$b \approx b_z + 2e \approx \frac{4}{3} b_z$$

per centroso R_t in fondazione

$$p_{max} = 2 \gamma_m h; e = b_z/6$$

$$p_{eq} = \frac{3}{4} p_{max} \leq \sigma_{b\text{amm}}$$

$$p_{max} = \frac{4}{3} \frac{\gamma_m h b_z}{b_z - 2e} \quad e > b_z/6$$

$$p_{eq} = \frac{\gamma_m h b_z}{b_z - 2e} \leq \sigma_{b\text{amm}}$$

$$\delta_{ho} \approx \frac{1}{4} \frac{S}{E} \quad (\delta_{ho} = 0 \text{ su terreno})$$

$$f_{\theta} \approx \frac{1}{2} \frac{8 M_z}{b_z^3 E} \quad (\theta = 0 \text{ per } b_z = b)$$

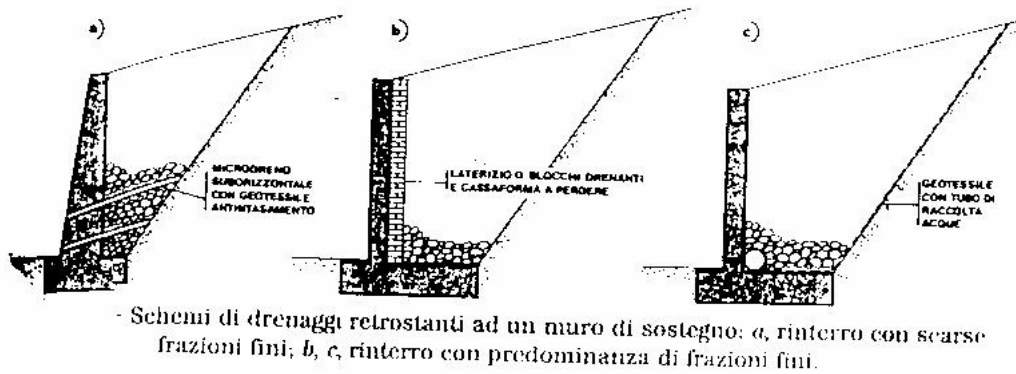
$$\delta_h = \delta_{ho} + h \tan \theta < h / (200 + 500)$$

$$\approx \frac{S}{4E} \left(1 + \frac{h^2}{3b^2} \right) < \frac{h}{(200 + 500)}$$

$$\delta_v \approx \frac{3}{2} \frac{\gamma_m h}{E} b + b \tan \theta \leq (3 + 5) \text{ cm}$$

in base interfessura opaca e monti

Fig. G 23 Principali verifiche geotecniche per il dimensionamento di un muro.



Sez. A-A

per sovraccarico $q = \gamma s_2$

$$T = \frac{1}{2} k_0 \gamma h^2 \rightarrow A_{stA}$$

$$M = \frac{1}{6} k_0 \gamma h^3 \rightarrow A_{sA}$$

Sez. 3-B

per $e = b/6$

$$T = \frac{1}{2} \gamma h \bar{b} \rightarrow A_{stB}$$

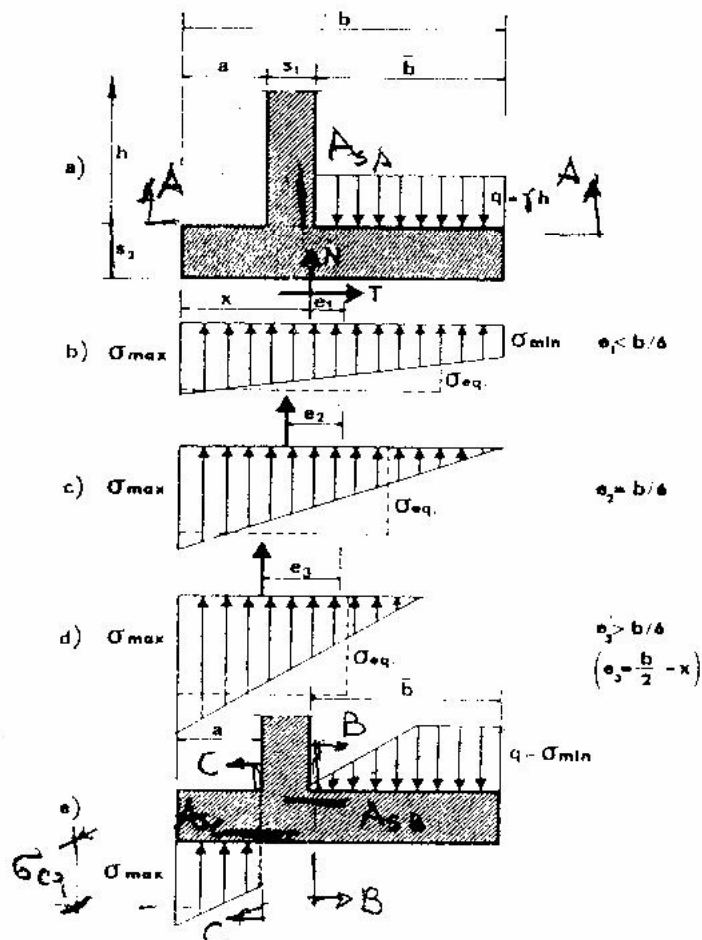
$$M = \frac{1}{3} \gamma h \bar{b}^2 \rightarrow A_{sB}$$

Sez. CC

per $\gamma_m = \gamma$

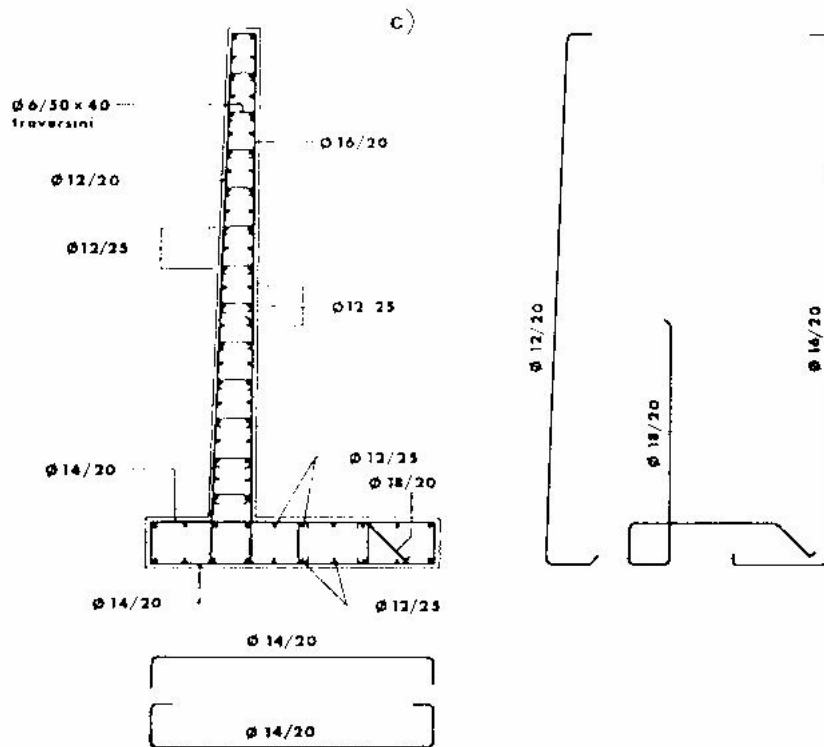
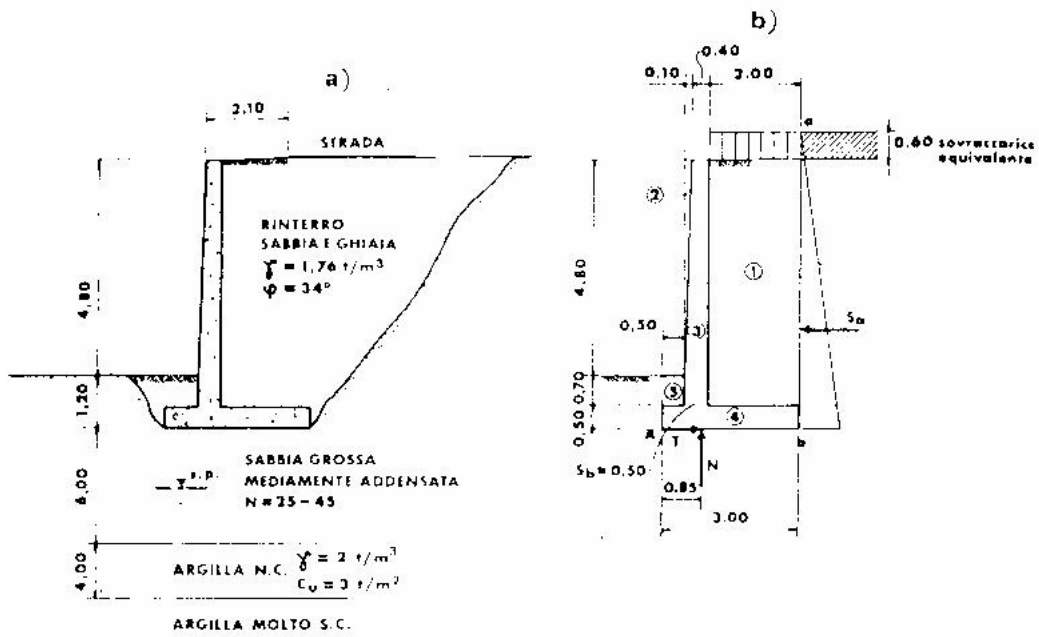
$$T = \frac{3}{2} \gamma h a \rightarrow A_{stC}$$

$$M = \frac{3}{4} \gamma h a^2 \rightarrow A_{sC}$$



Diagrammi della pressione alla base di un muro di sostegno: a, azioni sul muro; b, risultante entro il terzo medio; c, risultante sul terzo medio; d, risultante esterna al terzo medio; e, diagramma risultante delle pressioni di contatto sollecitanti il basamento per il caso d.

Fig. G 24 Calcolo delle sollecitazioni massime nelle principali sezioni del muro



Esempio di calcolo di un muro a mensola in c.a.: a, caratteristiche geometriche e del terreno; b, azioni sul muro; c, progetto.

Fig.G 25 Carpenteria ed armatura tipo di un muro in c.a. a sbalzo.