

E78 GROSSETO - FANO
Tratto Nodo di Arezzo – Selci – Lama (E45)
Adeguamento a quattro corsie del tratto
San Zeno – Arezzo – Palazzo del Pero, 1° lotto

PROGETTO DEFINITIVO

FI 508

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Roberto Salucci</i> Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 633</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria) GP INGENGNERIA <i>GESTIONE PROGETTI INGENGNERIA srl</i></p>
<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Arch. Santo Salvatore Vermiglio</i> Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. 1270</p>	<p><i>Ing. Moreno Panfili</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p>	<p>(Mandante)  cooprogetti</p> <p>(Mandante)  engeko</p> <p>(Mandante)  AIM <i>Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</i></p>
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Francesco Pisani</i></p>	<p><i>Ing. Matteo Bordugo</i> Ordine Ingegneri Provincia di Pordenone al n. 790A</p>	<p>(Mandante) PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):</p>
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>	<p><i>Ing. Giusepp. Resto</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI  ORDINE INGEGNERI ROMA N° 14035</p>

OPERE D'ARTE MINORI – OPERE DI SOSTEGNO
Asse principale
Muro in dx Rampa R progr. 0+002 a progr. 0+135
Relazione tecnica

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV.PROG ANNO</p>	<p>NOME FILE</p> <p>P010S38STRRE01_B</p>	<p>REVISIONE</p>	<p>SCALA</p>
<p>DPFI508 D 23</p>	<p>CODICE ELAB. P010S38STRRE01</p>	<p>B</p>	
<p>D</p>			
<p>C</p>			
<p>B</p>	<p>Revisione a seguito Istruttoria n°U. 0016028.09–01–2024</p>	<p>Gennaio '24</p>	<p>Guidobaldi Resta Guiducci</p>
<p>A</p>	<p>Emissione</p>	<p>Agosto '23</p>	<p>Guidobaldi Resta Guiducci</p>
<p>REV.</p>	<p>DESCRIZIONE</p>	<p>DATA</p>	<p>REDATTO VERIFICATO APPROVATO</p>

1	<u>INTRODUZIONE.....</u>	<u>3</u>
1.1	GENERALITÀ	3
1.1.1	<i>Contestualizzazione dell'opera</i>	3
1.1.2	<i>Caratterizzazione geografica/sismica</i>	3
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
1.3	MATERIALI IMPIEGATI.....	7
1.3.1	<i>Conglomerati cementizi</i>	7
1.3.2	<i>Acciaio per cemento armato</i>	7
1.3.3	<i>Copriferri</i>	8
1.3.4	<i>Tabella materiali riepilogativa</i>	8
1.4	SOFTWARE DI CALCOLO	9
2	<u>ANALISI DEI CARICHI</u>	<u>9</u>
2.1	PESO PROPRIO STRUTTURALE (G1).....	9
2.2	PERMANENTI PORTATI (G2)	9
2.3	SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE (ST).....	9
2.4	SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE (SE)	11
2.5	AZIONI VARIABILI – CARICO MOBILE STRADALE (Q1).....	12
2.6	AZIONE SISMICA.....	12
2.7	VERIFICHE URTO VEICOLO IN SVIO.....	13
3	<u>APPROCCIO DI CALCOLO</u>	<u>14</u>
3.1	RIEPILOGO DELLE ARMATURE PREDISPOSTE.....	14
3.2	VERIFICHE ALLO SLU E SLV.....	15
3.3	VERIFICHE TENSIONALI AGLI S.L.E.....	15
3.3.1	<i>Limitazioni delle tensioni</i>	15
3.3.2	<i>Verifiche di fessurazione</i>	15
3.4	CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI.....	16
3.4.1	<i>Capacità Portante Verticale</i>	17
3.4.2	<i>Capacità Portante Orizzontale</i>	22
4	<u>VERIFICHE MURO OS-38.....</u>	<u>29</u>
4.1	<u>TIPO 4 – H = 7.25M</u>	<u>30</u>
4.2	<u>TIPO 3 – H = 5.75M</u>	<u>ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.</u>
4.3	<u>TIPO 7 – H = 11.00M - L PALO 14</u>	<u>49</u>
4.3.1	<u>CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE</u>	<u>65</u>

4.3.2	VERIFICA A CARICHI ORIZZONTALI DEI PALI DI FONDAZIONE	67
4.3.3	VERIFICA STRUTTURALE DEI PALI.....	69

PROGETTAZIONE ATI:

1 INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione sono le verifiche statiche e geotecniche del muro di sostegno in cemento armato gettato in opera OS38.

1.1 GENERALITÀ

Il presente lavoro si colloca all'interno del progetto della "Tratto Nodo di Arezzo – Selci – Lama (E45) Adeguamento a quattro corsie del tratto San Zeno – Arezzo – Palazzo del Pero, 1° lotto (FI508)".

1.1.1 CONTESTUALIZZAZIONE DELL'OPERA

Le opere sono situate nel Comune di Arezzo. La struttura è realizzata in cemento armato gettata in opera. Le fondazioni sono dirette e scaricano direttamente sul terreno. I muri sono opere a se stanti e non collegate ad altre strutture. Si riportano le sezioni di verifica significative e rappresentative di tutti i muri tipologici presenti e facenti parte l'intero sviluppo dell'opera, ogni tipologico di muro presenta le stesse caratteristiche e geometrie.

Sulla ciabatta fronte muro sono previsti almeno 20cm di ricoprimento.

1.1.2 CARATTERIZZAZIONE GEOGRAFICA/SISMICA

1.1.2.1 Parametri sismici

Con riferimento alla mappatura nazionale relativa al rischio sismico (NTC-18) e in base alla posizione dell'opera e alla tipologia del terreno si ottiene quanto segue – si prende come riferimento la caratterizzazione sismica più proibitiva individuata sull'intero sviluppo del tracciato:

- | | |
|---------------------------|----------|
| • Comune | Arezzo |
| • Categoria di sottosuolo | E |
| • Categoria topografica | T1 |
| • Vita nominale | 100 anni |
| • Classe d'uso | IV |
| • Cu | 2 |

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite SLV

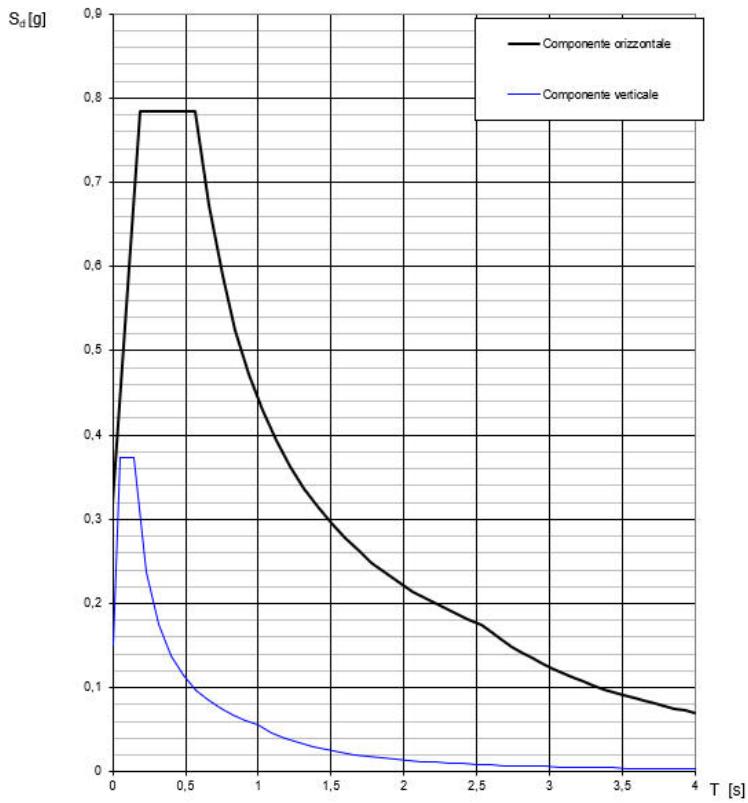


Figura 1-1 Spettro di risposta per lo stato limite SLV

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_0	0,233 g
F_0	2,465
T_C	0,305 s
S_S	1,370
C_C	1,849
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,370
η	1,000
T_B	0,188 s
T_C	0,564 s
T_D	2,530 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (S + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,318
0,188	0,785
0,564	0,785
0,658	0,673
0,751	0,589
0,845	0,524
0,938	0,472
1,032	0,429
1,126	0,393
1,219	0,363
1,313	0,337
1,407	0,315
1,500	0,295
1,594	0,278
1,687	0,262
1,781	0,249
1,875	0,236
1,968	0,225
2,062	0,215
2,156	0,205
2,249	0,197
2,343	0,189
2,436	0,182
2,530	0,175
2,600	0,166
2,670	0,157
2,740	0,149
2,810	0,142
2,880	0,135
2,950	0,129
3,020	0,123
3,090	0,117
3,160	0,112
3,230	0,107
3,300	0,103
3,370	0,099
3,440	0,095
3,510	0,091
3,580	0,087
3,650	0,084
3,720	0,081
3,790	0,078
3,860	0,075
3,930	0,073
4,000	0,070

Tabella 1-1 Parametri dipendenti e indipendenti

Le forze inerziali sono direttamente proporzionali all'accelerazione massima di progetto a_{max} valutata tramite la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = 1,37 \cdot 0,233g = 0,318g$$

dove a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito di riferimento rigido e S è il coefficiente topografico e stratigrafico.

PROGETTAZIONE ATI:

1.1.2.2 Parametri del terreno

Per il rilevato di nuova realizzazione si assume:

- $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$
- $\varphi' = 28^\circ$
- $c' = 0 \text{ kPa}$

Per il terreno in fondazione su muro – **TIPO 4 - TIPO 3 - TIPO 7** - si assumono i parametri geotecnici dell'unità geotecnica più proibitiva, ricavati dalla relazione geotecnica e qui brevemente riportati:

- $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$
- $\varphi' = 28^\circ$
- $c' = 0 \text{ kPa}$

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica ed al paragrafo relativo alle verifiche.

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite, in accordo alle disposizioni normative previste dalla vigente Normativa italiana (NTC-18) e da quella europea (Eurocodici, EN). In particolare, al fine di conseguire un approccio il più unitario possibile relativamente alle prescrizioni ed alle metodologie/criteri di verifica, si è fatto diretto riferimento alle varie parti degli Eurocodici, unitamente ai relativi *National Application Documents (NAD's)*, verificando puntualmente l'armonizzazione del livello di sicurezza conseguito con quello richiesto dalla vigente Normativa nazionale.

In dettaglio, si fa riferimento ai seguenti documenti normativi:

- D.M. 2018: Norme tecniche per le costruzioni (indicate nel prosieguo "NTC-18")
- Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per la Costruzioni di cui al D.M. 2018
- UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale
- UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo
- UNI EN 1997-1: Progettazione geotecnica – Regole generali
- UNI EN 1998-1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti
- UNI EN 1998-5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- *fib* Model Code for Concrete Structures 2010.

1.3 MATERIALI IMPIEGATI

Tutti i materiali previsti per la realizzazione dell'opera devono essere conformi a quanto espressamente indicato dalle NTC-08. Nei paragrafi che seguono si elencano le principali caratteristiche fisico-meccaniche richieste ai suddetti materiali.

1.3.1 CONGLOMERATI CEMENTIZI

I conglomerati cementizi da porre in opera avranno le seguenti classi di resistenza:

- Opere non armate (Magrone di fondazione) C12/15 (Rck ≥ 15 MPa)
- Solettone inferiore C32/40 (Rck ≥ 40 MPa)
- Elevazioni C32/40 (Rck ≥ 40 MPa)
- Solettone superiore C32/40 (Rck ≥ 40 MPa)
- Cordoli C32/40 (Rck ≥ 40 MPa)

Per le verifiche:

- coefficiente di sicurezza $\gamma_c = 1.5$
- classe del calcestruzzo: C32/40 (Rck ≥ 40 MPa)
- resistenza a compressione cubica caratteristica: $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
- resistenza a compressione cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 32.00 \text{ N/mm}^2$
- resistenza a compressione cilindrica di progetto: $f_{cd} = 18.13 \text{ N/mm}^2$
- modulo elastico: $E_{cm} = 33346 \text{ N/mm}^2$
- coefficiente di dilatazione termica $1 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

Nella tabella seguente sono riportare, per ogni singola classe di esposizione ambientale (UNI EN 206-1 2001), le prescrizioni per il calcestruzzo che ne garantiscono la durabilità.

ELEMENTO STRUTTURALE	CLASSI DI ESPOSIZIONE (UNI – EN 206-1)	DESCRIZIONE CONDIZIONI AMBIENTALI	SITUAZIONI POSSIBILI PER L'APPLICAZIONE DELLA CLASSE
Calcestruzzo per opere non armate (magri)	X0	-	-
Calcestruzzo per elevazioni	XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
Calcestruzzo per fondazioni	XC2	Bagnato raramente asciutto	Strutture idrauliche, fondazioni e strutture interrate

Tabella 1-2 condizioni ambientali e classi di esposizione.

1.3.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Tutte le armature metalliche delle opere in cemento armato saranno realizzate in acciaio ordinario B450C, le cui caratteristiche chimico-meccaniche, nonché tutte le prove di accettazione, devono essere conformi alle pertinenti prescrizioni riportate nelle NTC-18. Di seguito si elencano le principali caratteristiche meccaniche del materiale.

Per le verifiche agli S.L.U.:

- coefficiente di sicurezza $\gamma_s = 1.15$
- tipo di acciaio: B450C
- tensione di snervamento caratteristica: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- tensione di rottura caratteristica: $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- tensione di snervamento di progetto: $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
- modulo elastico: $E_s = 210\,000 \text{ N/mm}^2$

NOTA. Le armature da porre in opera non dovranno presentare tracce di ossidazione, corrosione e di qualsiasi altra sostanza che possa ridurne l'aderenza al conglomerato; dovranno inoltre presentare sezione integra e priva di qualsiasi difetto.

1.3.3 COPRIFERRI

Di seguito si indicano i copriferri netti assunti per gli elementi strutturali del muro:

- Per fondazioni:
 - superfici casserate 40 mm
 - superfici a contatto con magro di fondazione 40 mm
 - superfici gettate controterra 40 mm
- Per elevazioni: 40 mm
- Per solette: 40 mm

1.3.4 TABELLA MATERIALI RIEPILOGATIVA

Nel seguito la tabella materiali riepilogativa riguardante le opere in oggetto:

TABELLA MATERIALI
<p>GETTO DI PULIZIA E LIVELLAMENTO</p> <ul style="list-style-type: none"> - CONFORME ALLA UNI 11104 - CLASSE DI RESISTENZA MINIMA A COMPRESIONE: C12/15 - DIMENSIONE MASSIMA DEGLI AGGREGATI: Dmax 40 mm
<p>CALCESTRUZZO PER FONDAZIONE</p> <ul style="list-style-type: none"> - A PRESTAZIONE GARANTITA CONFORME ALLA UNI 11104 - CLASSE DI RESISTENZA MINIMA A COMPRESIONE: C32/40 - CLASSE DI CONSISTENZA SLUMP: S4 - CLASSE DI ESPOSIZIONE: XC2 - DIMENSIONE MASSIMA DEGLI AGGREGATI: Dmax 32 mm - RAPPORTO A/C MAX: 0,60 - CONTENUTO MINIMO DI CEMENTO 300 Kg/mc - COPRIFERRO: 40 mm
<p>CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONE</p> <ul style="list-style-type: none"> - A PRESTAZIONE GARANTITA CONFORME ALLA UNI 11104 - CLASSE DI RESISTENZA MINIMA A COMPRESIONE: C32/40 - CLASSE DI CONSISTENZA SLUMP: S4 - CLASSE DI ESPOSIZIONE: XC2/XF1 - DIMENSIONE MASSIMA DEGLI AGGREGATI: Dmax 20 mm - RAPPORTO A/C MAX: 0,60 - CONTENUTO MINIMO DI CEMENTO 300 Kg/mc - COPRIFERRO: 40 mm - AGGREGATI CONFORNI ALLA UNI EN 12620 DI ADEGUATA RESISTENZA AL GELO/DISGELO
<p>ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO IN BARRE</p> <ul style="list-style-type: none"> - TIPO B450C CONTROLLATO IN STABILIMENTO SALDABILE (PROPRIETA' MECCANICHE SECONDO UNI EN ISO 15630-2/2004) - TENSIONE CARATTERISTICA DI SNERVAMENTO: fyk > 450 MPa - TENSIONE CARATTERISTICA DI ROTTURA: ftk > 540 MPa - OGNI FORNITURA DEVE ESSERE ACCOMPAGNATA DA COPIA CONFORME DEL RELATIVO CERTIFICATO, CON DATA NON ANTERIORE A TRE MESI, EMESSO DAL LABORATORIO UFFICIALE INCARICATO DEL CONTROLLO IN STABILIMENTO.
<p>SPECIFICHE GENERALI</p> <ul style="list-style-type: none"> - Controllo di accettazione per il calcestruzzo (D.M. 17/01/2018) - Tutte le caratteristiche sopra indicate per il calcestruzzo devono essere riportate nella bolla di consegna. - E' vietata qualunque aggiunta d'acqua al calcestruzzo in cantiere - Prima di ogni getto avvisare la Direzione Lavori Strutturale - Il getto con temperature dell'aria inferiori a 5°C deve essere autorizzato dalla Direzione Lavori Strutturale - In fase di stagionatura dei getti impedire il dilavamento superficiale dei getti per pioggia o ruscellamento d'acqua - In fase di stagionatura dei getti con temperature dell'aria superiori a 25°C o in presenza di forte irraggiamento solare o di vento, procedere a bagnatura delle superfici già indurite

Tabella 1-3 Tabella materiali.

1.4 SOFTWARE DI CALCOLO

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici Microsoft® Office Excel.

2 ANALISI DEI CARICHI

Per i dettagli si rimanda ai paragrafi verifiche per l'analisi dei carichi specifiche.

2.1 PESO PROPRIO STRUTTURALE (G1)

Il peso proprio strutturale si ottiene moltiplicando il volume delle strutture per il rispettivo peso per unità di volume che si assume rispettivamente per il calcestruzzo armato e l'acciaio pari a

$$\gamma_{cls} = 25.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{acc} = 78.5 \text{ kN/m}^3$$

2.2 PERMANENTI PORTATI (G2)

I carichi permanenti portati sono rappresentati dal ricoprimento del rilevato. Si assume il peso specifico del terreno di ricoprimento pari:

$$\gamma_{ril} = 21.0 \text{ kN/m}^3$$

2.3 SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE (ST)

Per il calcolo delle spinte del terreno si considera il rilevato costituito da materiale non coesivo in condizioni drenate. In generale considerando l'eventuale presenza di carico mobile, la tensione orizzontale attiva e passiva alla generica quota z sono calcolate secondo le seguenti espressioni:

$$\sigma_a = \gamma k_a z + q k_a - 2c'\sqrt{k_a}$$

$$\sigma_p = \gamma k_p z + q k_p + 2c'\sqrt{k_p}$$

La valutazione dei coefficienti di spinta k_a e k_p è coerente con l'approccio proposto da Muller-Breslau:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi)}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi - \varphi)}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

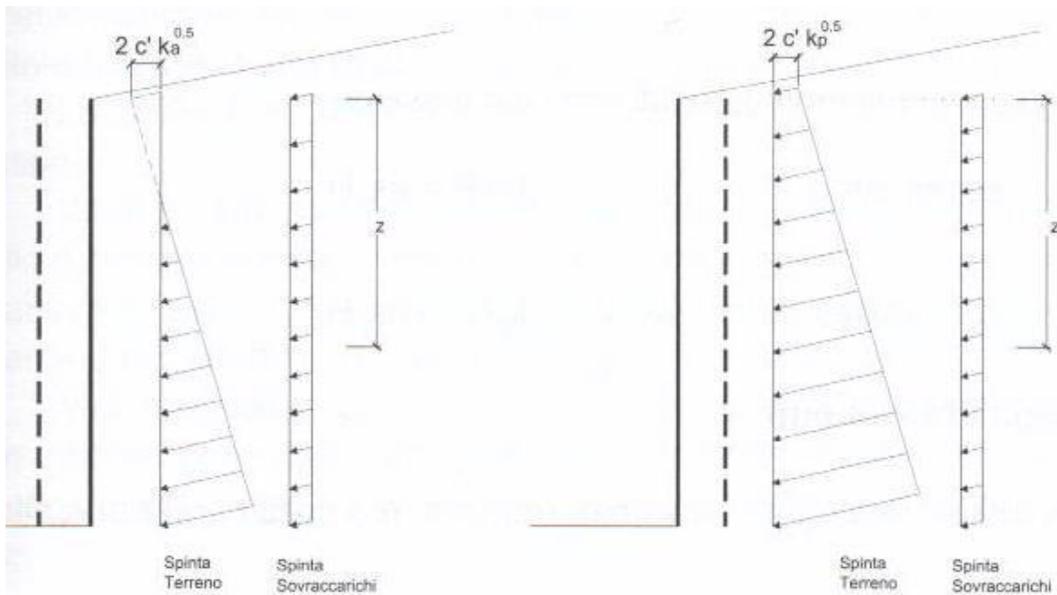


Figura 2-1 Spinta orizzontale in condizioni statiche.

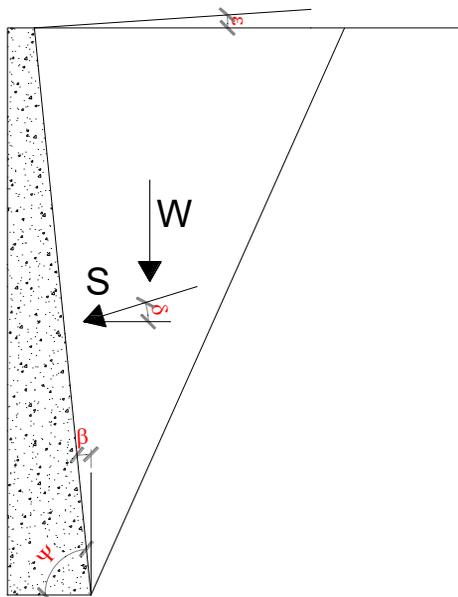


Figura 2-2 Parametri geometrici per il calcolo dei coefficienti di spinta attiva e passiva.

Il coefficiente di spinta passiva, quando necessario, può essere valutato con l'approccio di Caquot-Kerisel (1948) considerando superfici di scorrimento curvilinee.

La spinta del sovraccarico variabile che interessa eventualmente il muro di imbocco è assunta costante con la profondità e pari al carico distribuito moltiplicato per coefficiente di spinta a riposo $K_0 = 1 - \text{sen}(\varphi)$.

La distribuzione delle pressioni laterali è quindi triangolare per i carichi dovuti al terreno con risultante applicata ad 1/3 dell'altezza e costante per il caso di sovraccarico variabile con risultante applicata a 1/2 dell'altezza.

PROGETTAZIONE ATI:

2.4 SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE (SE)

Le spinte laterali in condizioni sismiche sono utilizzate per il calcolo dei muri di imbocco e sbocco eventualmente previsti per la realizzazione dell'opera. La spinta laterale in condizioni sismiche è valutata attraverso un approccio pseudo-statico. Si ipotizza che il muro sia libero di spostarsi in condizioni sismiche per cui è possibile utilizzare la formulazione di Mononobe-Okabe. Questo metodo rappresenta un'estensione della teoria di Coulomb ipotizzando una traslazione rigida del cuneo di spinta soggetto ad accelerazioni orizzontali e verticali. Queste accelerazioni entrano nella formulazione attraverso i coefficienti sismici k_v and k_h , come previsto in UNI EN 1998-5. Con riferimento allo schema riportato in figura, i coefficienti di spinta attiva e passiva sono così definiti:

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

$$k_a = \begin{cases} \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon - \theta)}{\sin(\psi - \delta - \theta) \cdot \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2} & \text{per } \varepsilon \leq \varphi - \theta \\ \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \delta - \theta)} & \text{per } \varepsilon \geq \varphi - \theta \end{cases}$$

$$k_p = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi + \varepsilon - \theta)}{\sin(\psi + \theta) \cdot \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

La spinta totale attiva e passiva in condizioni sismiche è la seguente:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) k_a H^2$$

$$S_p = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) k_p H^2$$

L'angolo del cuneo di spinta si ricava come la seguente formula:

$$\alpha = \varphi - \theta + \arctan \left[\sqrt{\frac{\tan(\varphi - \theta - \varepsilon) \cdot [\tan(\varphi - \theta - \varepsilon) + \cotan(\varphi - \theta - \beta)] \cdot [1 + \cotan(\varphi - \theta - \beta) \cdot \tan(\theta + \beta + \delta)] - \tan(\varphi - \theta - \varepsilon)}{1 + \tan(\theta + \beta + \delta) \cdot [\tan(\varphi - \theta - \varepsilon) + \cotan(\varphi - \theta - \beta)]}} \right]}$$

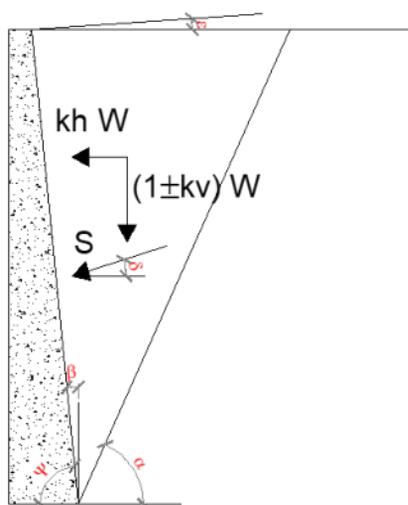


Figura 2-3 Azioni sismiche pseudo-statiche.

Come già sottolineato, non si considera la presenza di acqua e quindi non si considerano le spinte idrodinamiche ad essa associate.

2.5 AZIONI VARIABILI – CARICO MOBILE STRADALE (Q1)

I carichi mobili da traffico che interessano eventualmente il muro di imbocco/sbocco sono tenuti in conto attraverso una distribuzione costante di tensioni del terreno secondo quanto già esposto nel §2.3.

2.6 AZIONE SISMICA

Si rimanda al capitolo 1.1.2.

PROGETTAZIONE ATI:

2.7 VERIFICHE URTO VEICOLO IN SVIO

Secondo quanto indicato nel Cap. 3.6 delle NTC 2018, in caso di urto deve essere considerata la combinazione di carico eccezionale:

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

Combinazione di carico eccezionale

In accordo con le NTC 2018, considerando che le barriere installate saranno H3BP e viste le dimensioni del montante con sezione a C 120x80x6 con interasse 2.25 m in acciaio di classe S235, il massimo momento di plasticizzazione trasferibile sul cordolo sarà: $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_{yd} / 2.25 = 7.90 \text{ kNm/m}$.

Assumendo invece l'ipotesi, prevista dalla NTC 2018 par 3.6, di assoggettare la barriera ad una forza orizzontale pari a 100 kN applicata a 1 m di altezza, si otterrebbe:

$M_{pl} = 17.9 \text{ kNm}$ momento di plasticizzazione del singolo montante metallico;
 $Q = 100 \text{ kN}$ (forza da NCT 2018 par 3.6.3.3.2);
 $H = 1,00 \text{ m}$

Numero di montanti plasticizzati = $Q / M_{pl} = 6$ montanti
Lunghezza minima del tratto cordolo interessato dall'urto = $2.25 \cdot 6 = 13.50 \text{ m}$
La massima azione orizzontale trasferibile sul cordolo sarebbe pari a $= 100 / 13.5 = 7.40 \text{ kN/m}$

Le due ipotesi sopra riportate portano a due risultati del tutto comparabili.

Nelle verifiche, a favore di sicurezza, verranno condotte con una azione in testa pari a **7.90 kN/m** posizionata a 1 m di altezza rispetto al piano stradale.

3 APPROCCIO DI CALCOLO

3.1 RIEPILOGO DELLE ARMATURE PREDISPOSTE

Di seguito si riassumono le armature assunte per il dimensionamento dei principali elementi strutturali (numero, diametro e posizione delle barre previste per l'elemento di lunghezza unitaria).

INCIDENZE ARMATURA – TIPO 4

ELEMENTO	POSIZIONE	ARMATURA TRASVERSALE		ARMATURA LONGITUDINALE		INCIDENZA kg/mc
		Φ [mm]	passo [mm]	Φ [mm]	passo [mm]	
SOLETTA INFERIORE	SUP	20	100	16	200	114
	SUP. Ilstrato	0	0	-	-	
	INF	20	100	16	200	
MURO VERTICALE	INT. MURO	20	200	16	200	139
	EXT. MURO	20	200	16	200	

NOTA: nelle incidenze sopra esposte è stato considerato un +30% dato dalle sovrapposizioni di armatura

Tabella 3-1 armatura negli elementi – TIPO 4.

INCIDENZE ARMATURA – TIPO 3

ELEMENTO	POSIZIONE	ARMATURA TRASVERSALE		ARMATURA LONGITUDINALE		INCIDENZA kg/mc
		Φ [mm]	passo [mm]	Φ [mm]	passo [mm]	
SOLETTA INFERIORE	SUP	20	200	16	200	72
	SUP. Ilstrato	0	0	-	-	
	INF	20	200	16	200	
MURO VERTICALE	INT. MURO	20	200	16	200	112
	EXT. MURO	20	200	16	200	

NOTA: nelle incidenze sopra esposte è stato considerato un +30% dato dalle sovrapposizioni di armatura

Tabella 3-2 armatura negli elementi – TIPO 3.

INCIDENZE ARMATURA – TIPO 7

PROGETTAZIONE ATI:

ELEMENTO	POSIZIONE	ARMATURA TRASVERSALE		ARMATURA LONGITUDINALE		INCIDENZA
		ϕ [mm]	passo [mm]	ϕ [mm]	passo [mm]	
SOLETTA INFERIORE	SUP	24	100	16	200	222
	SUP/INF..Ilstrato	24	100	-	-	
	INF	24	100	16	200	
MURO VERTICALE	INT. MURO	24	100	16	200	234
	EXT. MURO	24	100	16	200	

NOTA: nelle incidenze sopra esposte è stato considerato un +30% dato dalle sovrapposizioni di armatura

Tabella 3-3 armatura negli elementi – TIPO 7.

3.2 VERIFICHE ALLO SLU E SLV

Le verifiche allo SLU e SLV delle sezioni più significative degli elementi strutturali che compongono i muri sono state svolte. Per i dettagli fare riferimento alle analisi svolte nel seguito.

3.3 VERIFICHE TENSIONALI AGLI S.L.E.

Le verifiche condotte consistono nel controllo del quadro tensionale che interessa il calcestruzzo e l'acciaio o nel controllo dell'apertura di fessura.

3.3.1 LIMITAZIONI DELLE TENSIONI

Le verifiche sono condotte con riferimento ai set di sollecitazioni della combinazione SLE Rara e SLE Q. Permanente ottenuti massimizzando e minimizzando l'azione interna flessionale sulle singole sezioni. Tali verifiche tensionali mirano a verificare che gli sforzi massimi/minimi nel calcestruzzo (σ_c) e nell'acciaio (σ_s) rispettino le seguenti limitazioni:

$$\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} = -19.2 \text{ Mpa} \quad \text{rara}$$

$$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = -14.4 \text{ Mpa} \quad \text{q. permanente}$$

$$\sigma_s \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ Mpa} \quad \text{rara}$$

Per ogni elemento si riporta la condizione peggiore

3.3.2 VERIFICHE DI FESSURAZIONE

Con riferimento ai set di sollecitazioni della combinazione SLE frequente e SLE q. permanente desunti massimizzando/minimizzando le azioni flettenti interne per le sezioni di riferimento di ciascun elemento strutturale, si procede alla verifica di fessurazione considerando i seguenti parametri per la definizione dell'apertura limite di fessura compatibile con i seguenti parametri meccanici e ambientali:

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Pertanto, l'apertura limite di fessura risulta pari a:

Combinazione	w_{lim} [mm]
Frequente	0.3
Quasi permanente	0.2

Per brevità, per ciascuna sezione presa in esame verranno riportati i dati della verifica più gravosa

3.4 CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI

Nel presente paragrafo si riportano le metodologie di calcolo generali per le verifiche geotecniche delle palificate di fondazione.

$$E_d < R_d$$

Essendo

$$R_d = R_k / \gamma_R$$

Dove:

- E_d = carico assiale di progetto;
- R_d = capacità portante di progetto nei confronti dei carichi assiali;
- R_k = valore caratteristico della capacità portante limite del palo.

In particolare, le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi (SLU) vengono condotte con riferimento alla combinazione A1+M1+R3 dell'Approccio 2 definito dalla norma.

La resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ è calcolata applicando al valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ i coefficienti parziali γ_R , funzione del tipo di palo. Il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ a compressione è ottenuto applicando i fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 alle resistenze di calcolo R_{cal} ; tali fattori sono funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative.

In condizioni sismiche le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi vanno condotte con riferimento all'Approccio 2 (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella successiva tabella e ponendo i coefficienti parziali sulle azioni tutti pari all'unità.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Figura 4 Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{media}}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{\text{media}}}{\xi_1}; \frac{(R_{t,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\}$$

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Figura 5 Fattori di correlazione Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine

Il peso del palo, in accordo con quanto riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC2018, deve essere incluso tra le azioni permanenti di cui alla seguente tabella:

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90 1,00 ⁽³⁾	1,00 1,00 ⁽⁴⁾	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

Figura 6 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

3.4.1 CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE

La portata di progetto per carichi verticali di un palo (R_d) può essere espressa mediante la seguente relazione:

PROGETTAZIONE ATI:

$$R_d = \frac{R_{sl}}{F_{SL}} + \frac{R_{bl}}{F_{SB}}$$

Dove:

- R_{sl} : portata laterale limite;
- R_{bl} : portata di base limite;
- F_{SL} : fattore di sicurezza per la portata laterale ($= \xi \cdot \gamma_s$);
- F_{SB} : fattore di sicurezza per la portata di base ($= \xi \cdot \gamma_b$).

La portata laterale limite viene valutata con la seguente relazione:

$$R_{sl} = \pi D \sum_i (\tau_i h_i)$$

Dove:

- D : diametro palo;
- τ_i : tensione di adesione laterale limite nello strato i -esimo;
- h_i : altezza dello strato i -esimo.

Condizioni drenate

La tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo/setto, in accordo a Burland (1973), Reese & O'Neill (1988), Chen & Kulhawy (1994), O'Neill & Hesson (1994), viene valutata con un criterio alle tensioni efficaci con riferimento alla seguente espressione:

$$\tau_i = k \mu \sigma'_v$$

Dove:

- k : coefficient di pressione laterale;
- μ : coefficiente di attrito palo-terreno;
- σ'_v : tensione verticale efficace litostatica.

I valori dei coefficienti k e μ da adottare in funzione della tipologia di palo sono riportati nella tabella successiva (C. Viggiani, Fondazioni).

Tipo di palo	Valori di k per stato di addensamento		Valori di μ
	sciolto	denso	
Battuto: Profilato d'acciaio	0.7	1.0	$\text{tg}20^\circ = 0.36$
Tubo d'acciaio chiuso	1.0	2.0	
Calcestruzzo prefabbricato	1.0	2.0	$\text{tg}(3\varphi/4)$
Calcestruzzo gettato in opera	1.0	3.0	
Trivellato	0.5	0.4	$\text{tg} \varphi$
Trivellato-pressato con elica continua	0.7	0.9	$\text{tg} \varphi$

PROGETTAZIONE ATI:

Figura 7 valori di k e μ (C. Viggiani, Fondazioni).

PROGETTAZIONE ATI:

Per la valutazione della portata di base sono state utilizzate le seguenti relazioni:

$$R_{bl} = A_p q_{b,l}$$

Dove:

- A_p : area della base del palo;
- $q_{b,l}$: portata limite specifica di base.

Condizioni drenate

La portata limite di base viene valutata tramite la seguente relazione:

$$q_{b,l} = N_q \sigma'_v + N_c c'$$

Per pali di grande diametro si utilizzano valori di N_q ridotti secondo Viggiani (vedi immagine a seguire) ed

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi.$$

Per i pali di medio diametro è invece possibile utilizzare i valori di N_q secondo Berezantzev (1961)

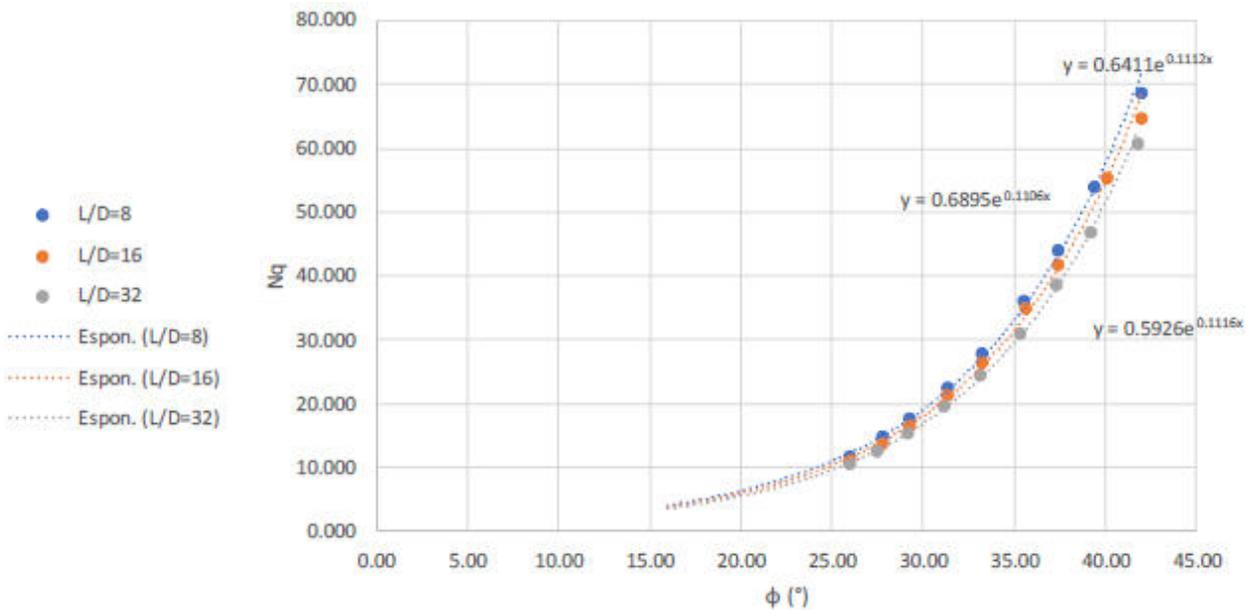


Figura 8 Valori di N_q ridotto secondo Viggiani (2012)

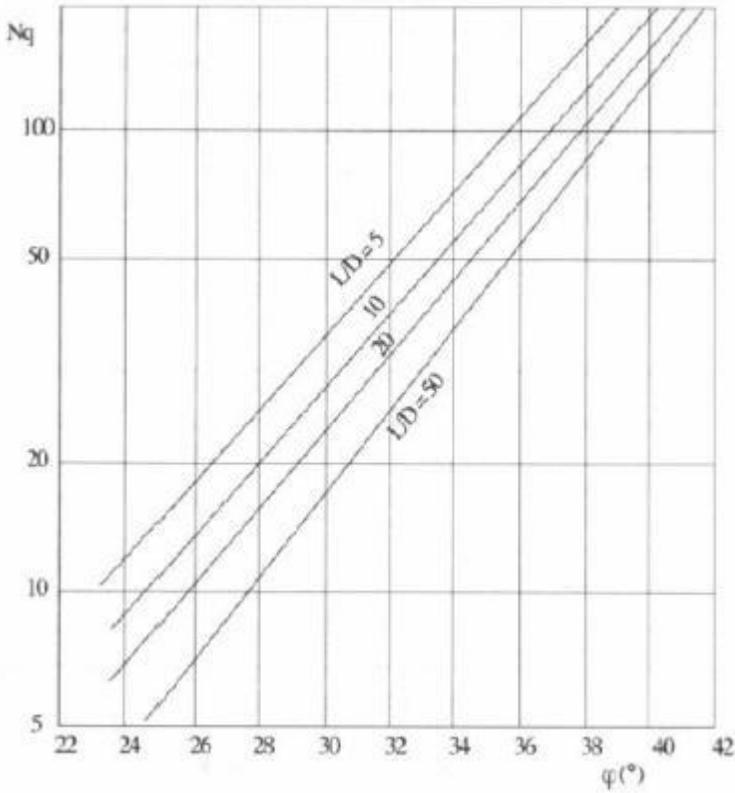


Figura 9 Valori di N_q secondo Berezantzev (1961)

3.4.2 CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE

Nel calcolo della capacità portante orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali con rotazione in testa impedita.

Le equazioni con cui si determina il carico a forze orizzontali dei pali sono definite di seguito al variare del tipo di meccanismo considerato.

In terreni coesivi si ha :

Palo corto:
$$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio:
$$H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$$

Palo lungo:
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

In terreni incoerenti si ha :

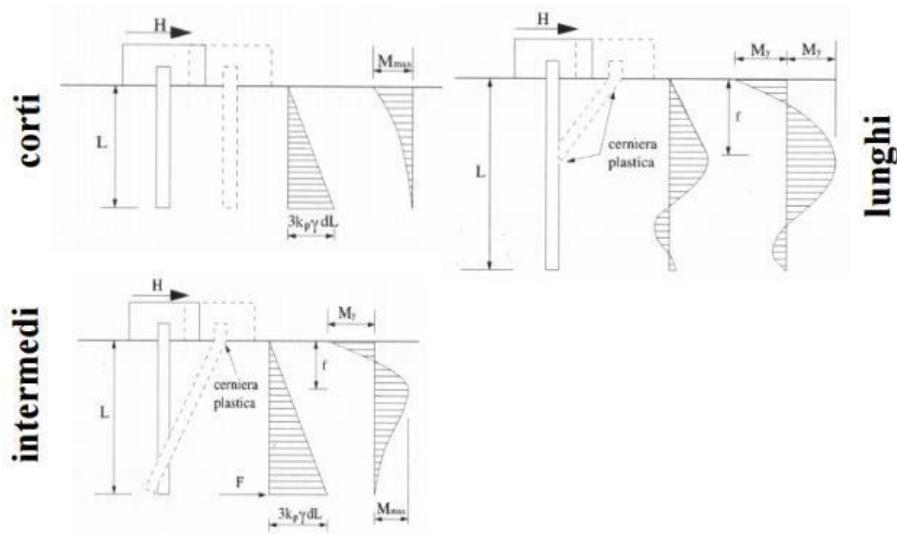
Palo corto:
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

dove:

- H: carico limite orizzontale del palo;
- C_u : resistenza non drenata del terreno;
- M_y : momento di plasticizzazione del palo;
- L: lunghezza del palo;
- d: diametro del palo;
- k_p : coefficiente di spinta passiva.



Il valore di H dovrà essere confrontato con il massimo valore del taglio agente sul palo al variare delle combinazioni; il valore determinato con la teoria di Broms dovrà essere ridotto secondo quanto prevede la normativa vigente.

$$H_{lim} = \frac{H}{\xi \cdot \gamma_T}$$

Dove:

- H: carico limite in funzione del meccanismo attivato;
- ξ : fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate (stessi valori utilizzati per capacità portante verticale);
- γ_T : fattore di resistenza laterale secondo la tabella di seguito riportata;

Coefficiente parziale (R3)

$$\gamma_T = 1,3$$

Figura 10 Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

PROGETTAZIONE ATI:

PROGETTAZIONE ATI:

PROGETTAZIONE ATI:

PROGETTAZIONE ATI:

PROGETTAZIONE ATI:

4 VERIFICHE MURO OS-38

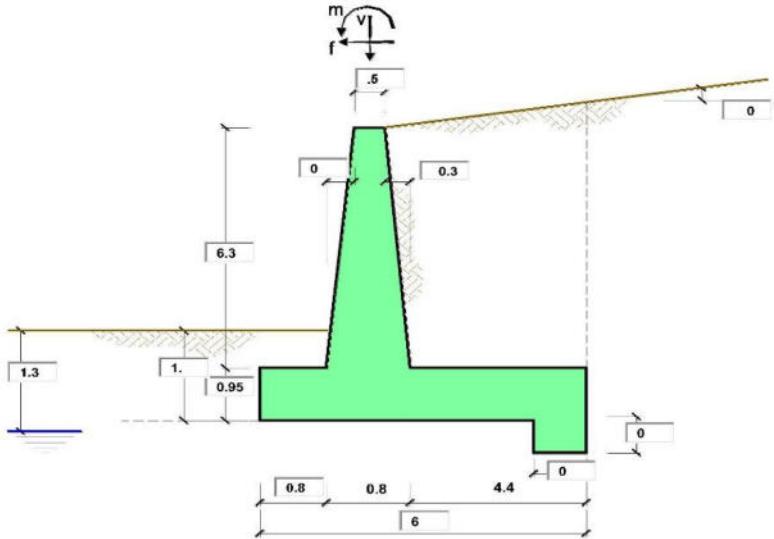
Nel seguito si riportano le verifiche allo SLU statiche e allo SLV sismiche del muro. E le verifiche allo SLE.

Sulla ciabatta fronte muro sono previsti almeno 20cm di ricoprimento.

PROGETTAZIONE ATI:

4.1 TIPO 4 – H = 7.25M

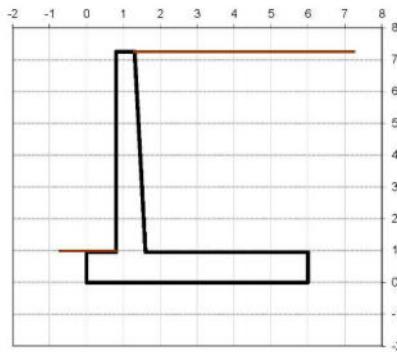
PROGETTAZIONE ATI:



OPERA Esempio

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

S.L.U.	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	○
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	○
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	●
	SLE (DM88)			○
altro			○	



Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.00$ (kN/m³)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	0.90	1.00	1.00	1.00	1.10
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00	1.10
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00	1.10
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.10

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \varphi_k$	γ_{φ}	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	c_k	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	γ	γ_s	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	γ_k	1.00	1.00	1.40	2.00	1.00
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.00
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.00

Dati Geotecnici		valori caratteristici		valori di progetto		
		SLE		STR/GEO	EQU	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	28.00	28.00	23.04
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	21.00	21.00	21.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	20.00	20.00	16.46
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c_1'	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	ϕ_1'	28.00	28.00	23.04
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	γ_1'	21.00	21.00	21.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γ_d	21.00	21.00	21.00
	Profondità "Significativa" (n. b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	12.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	35000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.233	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafica	S_s	1.4	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografica	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	I_a	0.38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.123956	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0620	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	

Coefficients di Spinta		SLE		STR/GEO		EQU	
		Coeff. di Spinta Attiva Statico	k_a	0.320	0.320	0.387	
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	k_{as+}	0.407	0.407	0.485			
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	k_{as-}	0.420	0.420	0.500			
Coeff. Di Spinta Passiva	k_p	2.770	2.770	2.286			
Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	k_{ps+}	2.567	2.567	2.100			
Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	k_{ps-}	2.539	2.539	2.073			

Carichi Agenti		valori caratteristici		valori di progetto		
		SLE - sisma		STR/GEO	EQU	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	q_p	0.00	0.00	0.00	
	Sovraccarico su zattera di monte	q_{pm}	0.00	0.00	0.00	
	Forza Orizzontale in Testa permanente	f_p	0.00	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa permanente	v_p	0.00	0.00	0.00	
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	m_p	0.00	0.00	0.00	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	20.00	30.00	30.00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	f	0.00	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	v	0.00	0.00	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	m	0.00	0.00	0.00	
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione condizione frequente '1'	ψ_1	0.75	condizione quasi permanente '2'	ψ_2	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	q_s	0.00			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	f_s	0.00			
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	v_s	0.00			
Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	m_s	0.00				

Coefficienti di sicurezza

	Scorrimento	Ribaltamento	Carico limite
Statico	1.79	8.50	1.89
Sismico	1.49	3.99	1.49

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	C32/40	
Rok	40	(MPa)
fck	32	(MPa)
fcm	40	(MPa)
Ec	33346	(MPa)
α_{ce}	0.85	
γ_c	1.50	
$f_{td} = \alpha_{ce} \cdot f_{tk} / \gamma_c$	18.13	(MPa)
$f_{cm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.02	(MPa)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche		
σ_c	14.4	Mpa
σ_T	360	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	14.4	Mpa
σ_T	360	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	w_2	0.3	mm
Quasi Permanente	w_3	0.4	mm

Acciaio

tipo di acciaio	B450C	
f_{yk}	450	(MPa)
γ_s	1.15	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391.30	(MPa)
E_s	210000	(MPa)
ϵ_{yk}	0.19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio $n = 15$

Copritifero (distanza asse armatura-bordo)

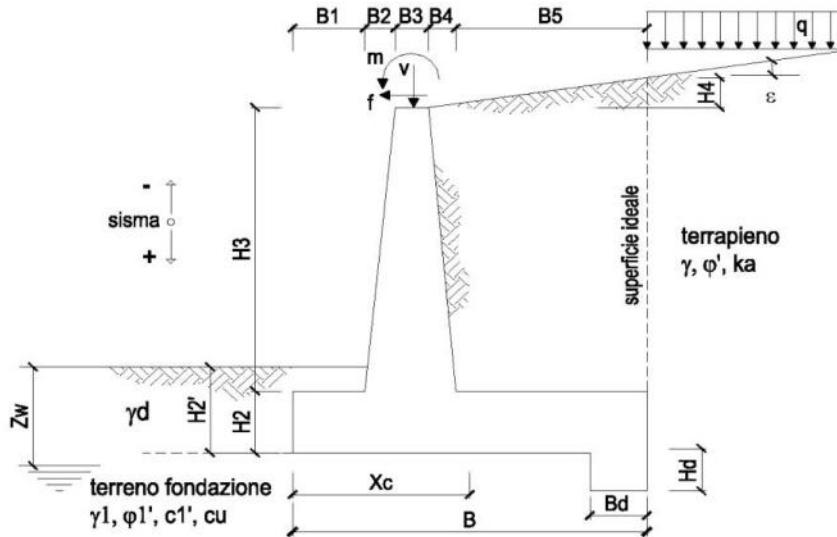
$c = 5.00$ (cm)

Copritifero minimo di normativa (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 3.50$ (cm)

Interfero tra l e l' strato

$l_{s,l} = 5.00$ (cm)



OPERA Esempio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	6.30	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.50	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.30	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	6.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.95	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.80	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	4.40	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	3.00	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	78.75	78.75	70.88
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	23.63	23.63	21.26
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	142.50	142.50	128.25
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	244.88	244.88	220.39

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	582.12	582.12	523.91
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	19.85	19.85	17.86
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	601.97	601.97	541.77

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q * (B4+B5)$	(kN/m)	94	141
Sovr acc. Sism	$qs * (B4+B5)$	(kN/m)	0	

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

			SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)					
Mm1 =	$Pm1 * (B1 + 2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 * (B1 + B2 + 0,5 * B3)$	(kNm/m)	82.69	82.69	74.42
Mm3 =	$Pm3 * (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m)	33.08	33.08	29.77
Mm4 =	$Pm4 * (B/2)$	(kNm/m)	427.50	427.50	384.75
Mm5 =	$Pm5 * (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	543.26	543.26	488.94

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro

Mt1 =	$Pt1 * (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 * B5)$	(kNm/m)	2212.06	2212.06	1990.85
Mt2 =	$Pt2 * (B1 + B2 + B3 + 2/3 * (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 * (B1 + B2 + B3 + 2/3 * B4)$	(kNm/m)	29.77	29.77	26.79
Msovr =	$Sovr * (B1 + B2 + B3 + 1/2 * (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	2241.82	2241.82	2017.64

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$* (B1 + B2 + B3 + 1/2 * (B4 + B5))$	(kNm/m)	343.1	514.65
Sovr acc. Sism	$* (B1 + B2 + B3 + 1/2 * (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm * kh$	(kN/m)		30.35
Ps v =	$Pm * kv$	(kN/m)		15.18

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

Ptsh =	$Pt * kh$	(kN/m)		74.62
Ptsv =	$Pt * kv$	(kN/m)		37.31

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h =	$kh * Pm1 * (H2 + H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	$kh * Pm2 * (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		40.02
MPs3 h =	$kh * Pm3 * (H2 + H3/3)$	(kNm/m)		8.93
MPs4 h =	$kh * Pm4 * (H2/2)$	(kNm/m)		8.39
MPs5 h =	$-kh * Pm5 * (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)		57.34

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

MPs1 v =	$kv * Pm1 * (B1 + 2/3 * B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v =	$kv * Pm2 * (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		5.12
MPs3 v =	$kv * Pm3 * (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)		2.05
MPs4 v =	$kv * Pm4 * (B/2)$	(kNm/m)		26.50
MPs5 v =	$kv * Pm5 * (B - Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)		33.67

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h =	$kh * Pt1 * (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		295.84
MPts2 h =	$kh * Pt2 * (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h =	$kh * Pt3 * (H2 + H3 * 2/3)$	(kNm/m)		12.67
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		308.51

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v =	$kv * Pt1 * ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) * 0.5)$	(kNm/m)		137.10
MPts2 v =	$kv * Pt2 * ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) * 0.5)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v =	$kv * Pt3 * ((H2 + H3 * 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 * B4) * 0.5)$	(kNm/m)		2.15
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		139.25

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta totale condizione statica				
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m) 176.79	229.83	235.24
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 46.45	69.67	84.28
- Componente orizzontale condizione statica				
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 166.13	215.97	225.60
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 43.65	65.47	80.82
- Componente verticale condizione statica				
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 60.47	78.61	66.65
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 15.89	23.83	23.88
- Spinta passiva sul dente				
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot 1' \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1' \cdot kp^{0.5} + \gamma_1' \cdot kp \cdot H2') \cdot Hd$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m) 401.48	521.93	545.20
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 362.80	471.64	399.92
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 158.22	237.33	292.99
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 95.32	142.97	143.27
MSp =	$\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kp/3 + (2 \cdot c_1' \cdot kp^{0.5} + \gamma_1' \cdot kp \cdot H2') \cdot Hd^2/2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp+v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	949.28	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sth + Squ + f$	281.44	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$tg \phi_1'$	0.53	(-)	
Fs scorr.	(N'f + Sp) / T	1.79	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	2506.58	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	295.00	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	8.50	>	1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v$ (+ Sovr acc)	949.28	1090.28	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	281.44	281.44	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	2640.44	3155.09	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	207.38	115.73	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
φ'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	11.50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	21.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.22	0.11	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	5.56	5.79	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)	25.80		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

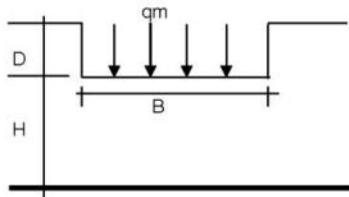
$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\varphi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.49	0.55	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.46	0.46	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\varphi')))^{m+1}$		0.35	0.35	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	339.19	356.32	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1.99	>	1.4
		Nmax	1.89	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	919.22	(kN/m)
M	58.44	(kNm/m)
e=M/N	0.06	(m)
B*	5.87	(m)

D =	1.00	(m)
D/B*	0.17	(m)
Hs/B*	2.04	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

Carico unitario medio (qm)

$$qm = N / (B - 2*e) = N / B^* = 161.64 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0.955 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0.67 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 17.37 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta condizione sismica +			
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m) 176.79	176.79	213.86
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m) 61.60	61.60	70.26
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica +			
Sst1h stat = Sst1 stat * cosδ	(kN/m) 166.13	166.13	205.09
Sst1h sism = Sst1 sism * cosδ	(kN/m) 57.88	57.88	67.38
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cosδ	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cosδ	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica +			
Sst1v stat = Sst1 stat * senδ	(kN/m) 60.47	60.47	60.59
Sst1v sism = Sst1 sism * senδ	(kN/m) 21.07	21.07	19.91
Ssq1v perm = Ssq1 perm * senδ	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * senδ	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente			
Sp = $\frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2') \cdot Hd$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU
- Condizione sismica +			
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m) 401.48	401.48	495.64
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+hd)/3-Hd)	(kNm/m) 139.89	139.89	162.83
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m) 362.80	362.80	363.56
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m) 126.41	126.41	119.44
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSP = $\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2') \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp+ms	(kNm/m)	0.00	
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)	0.00	
Mfext3 = (vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	(kNm/m)	0.00	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)			
N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	980.86	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	328.98	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)			
f = tgφ1'	0.53	(-)	
Fs = (N*f + Sp) / T	1.59	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms = Mm + Mt + Mfext3	2785.09	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)			
Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSP+MPs+Mpts	368.41	(kNm/m)	
Fr = Ms / Mr	7.56	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	980.86	980.86	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	328.98		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	2539.99	2539.99	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	402.59	402.59	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' N_c i_c + q_0 N_q i_q + \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	11.50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^* H_2'$	sovraccarico stabilizzante	21.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.41	0.41	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	5.18	5.18	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi')}$	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	25.80		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.44	0.44	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.40	0.40	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.29	0.29	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	282.67	282.67	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1.49	>	1.4
		Nmax	1.49	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta condizione sismica -				
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma_1 \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	176.79	176.79	213.86
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as} \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	40.74	40.74	45.09
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica -				
Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	166.13	166.13	205.09
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	38.29	38.29	43.24
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica -				
Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	60.47	60.47	60.59
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	13.93	13.93	12.77
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente				
Sp = $\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Condizione sismica -				
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	401.48	401.48	495.64
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+hd)/3-Hd)	(kNm/m)	92.52	92.52	104.49
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	362.80	362.80	363.56
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	83.61	83.61	76.65
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+hd)/2-Hd)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_{ps} / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1 \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp+ms	(kNm/m)		0.00	
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 = (vp+vs)*(B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)		0.00	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv		868.76	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh		309.39	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f = tg ϕ1'		0.53	(-)	
Fs = (N*f + Sp) / T		1.49	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms = Mm + Mt + Mfext3		2785.09	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts		698.70	(kNm/m)	
Fr = Ms / Mr		3.99	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	868.76	868.76	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp$	309.39		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	2198.71	2198.71	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$Xc * N - MM$	407.56	407.56	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' N_c i_c + q_0 N_q i_q + \gamma_1 B^m \gamma_2 i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	11.50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^* H_2'$	sovraccarico stabilizzante	21.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.47	0.47	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	5.06	5.06	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\phi))}$	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	25.80		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cotg \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.41	0.41	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.37	0.37	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cotg \phi))^{m+1}$		0.27	0.27	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	258.03	258.03	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	1.50	>	1.4
		Nmax	1.50	>	

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

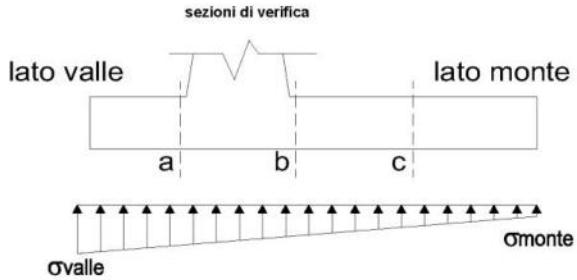
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 6.00 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 6.00 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	949.28	207.38	192.78	123.65
	1090.28	115.73	201.00	162.42
sisma+	980.86	402.59	230.57	96.38
	980.86	402.59	230.57	96.38
sisma-	868.76	407.56	212.72	76.87
	868.76	407.56	212.72	76.87



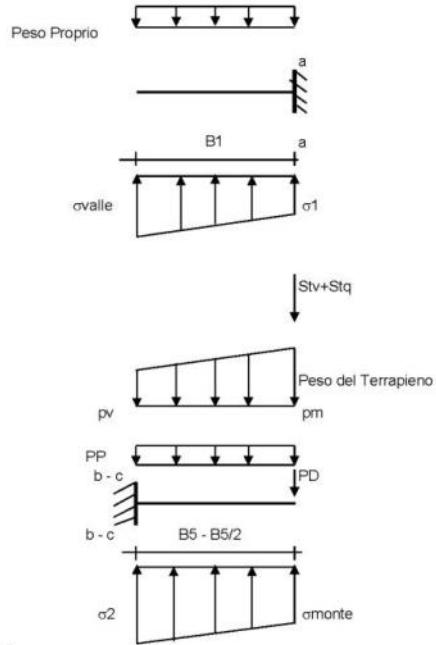
Mensola Lato Valle

$$PP = 23.75 \quad (kN/m)$$

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	192.78	183.56	53.11	131.53
	201.00	195.86	56.17	139.74
sisma+	230.57	212.68	63.80	158.91
	230.57	212.68	64.28	158.91
sisma-	212.72	194.61	59.01	144.56
	212.72	194.61	58.54	144.56



Mensola Lato Monte

$$PP = 23.75 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$PD = 0.00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	132.30	162.30	132.30	(kN/m ²)
pvb	132.30	162.30	132.30	(kN/m ²)
pvc	132.30	162.30	132.30	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

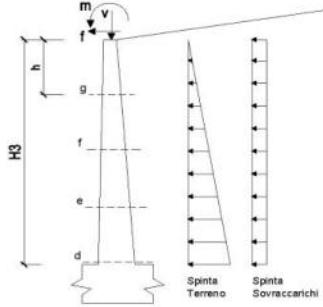
$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{monte}	σ_2b	M_b	V_b	σ_2c	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	123.65	174.34	-600.79	-133.47	149.00	-283.32	-145.84
	162.42	190.71	-588.13	-144.15	176.57	-271.12	-138.85
sisma+	96.38	194.79	-712.46	-170.14	145.58	-307.49	-179.96
	96.38	194.79	-712.46	-170.14	145.58	-307.49	-179.96
sisma-	76.87	176.49	-678.78	-161.08	126.68	-291.72	-172.53
	76.87	176.49	-678.78	-161.08	126.68	-291.72	-172.53

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$\begin{aligned}
 M_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3 \\
 M_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ s orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{\beta \text{ orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o} \cdot h/3 \\
 M_q &= \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2 \\
 M_{\text{ext}} &= m \cdot f \cdot h \\
 M_{\text{inerzia}} &= \sum P_m \cdot b_i \cdot kh \\
 N_{\text{ext}} &= v \\
 N_{\text{ppinerzia}} &= \sum P_m \cdot (1 \pm kv) \\
 V_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \\
 V_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ s orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{\beta \text{ orizz.}}) \cdot h^2 \\
 V_q &= K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h \\
 V_{\text{ext}} &= f \\
 V_{\text{inerzia}} &= \sum P_m \cdot kh
 \end{aligned}$$



condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	6.30	342.46	179.21	0.00	521.67	0.00	102.38	102.38
e-e	4.73	144.48	100.80	0.00	245.28	0.00	72.35	72.35
f-f	3.15	42.81	44.80	0.00	87.61	0.00	45.28	45.28
g-g	1.58	5.35	11.20	0.00	16.55	0.00	21.16	21.16

sezione	h [m]	Vt [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	6.30	163.06	56.89	0.00	219.97
e-e	4.73	91.73	42.67	0.00	134.40
f-f	3.15	40.77	28.45	0.00	69.22
g-g	1.58	10.19	14.22	0.00	24.42

condizione sismica +

sezione	h [m]	M _{t stat} [kNm/m]	M _{t sism} [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{ppinerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	6.30	263.43	97.68	0.00	0.00	36.90	398.01	0.00	108.72	108.72
e-e	4.73	111.14	41.21	0.00	0.00	19.89	172.23	0.00	76.84	76.84
f-f	3.15	32.93	12.21	0.00	0.00	8.46	53.59	0.00	48.09	48.09
g-g	1.58	4.12	1.53	0.00	0.00	2.02	7.66	0.00	22.48	22.48

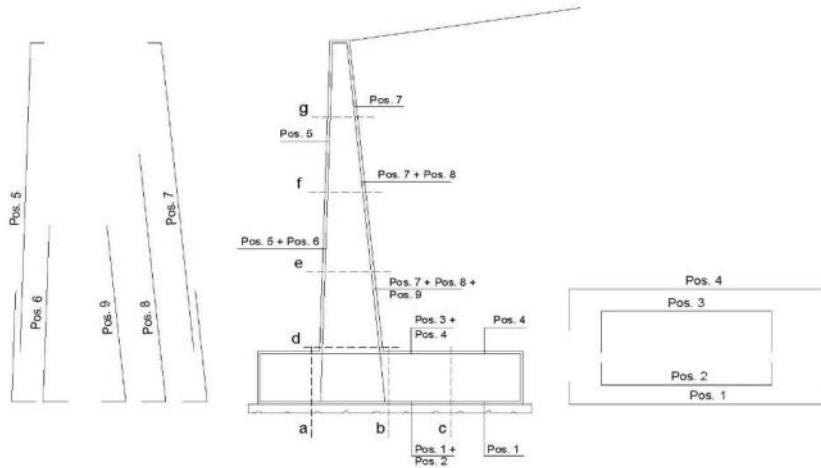
sezione	h [m]	V _{t stat} [kN/m]	V _{t sism} [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{inerzia} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	6.30	125.44	46.51	0.00	0.00	12.69	184.65
e-e	4.73	70.56	26.16	0.00	0.00	8.97	105.69
f-f	3.15	31.36	11.63	0.00	0.00	5.61	48.60
g-g	1.58	7.84	2.91	0.00	0.00	2.62	13.37

condizione sismica -

sezione	h [m]	M _{t stat} [kNm/m]	M _{t sism} [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{ppinerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	6.30	263.43	64.61	0.00	0.00	36.90	364.94	0.00	96.03	96.03
e-e	4.73	111.14	27.26	0.00	0.00	19.89	158.28	0.00	67.87	67.87
f-f	3.15	32.93	8.08	0.00	0.00	8.46	49.46	0.00	42.47	42.47
g-g	1.58	4.12	1.01	0.00	0.00	2.02	7.14	0.00	19.85	19.85

sezione	h [m]	V _{t stat} [kN/m]	V _{t sism} [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{inerzia} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	6.30	125.44	30.76	0.00	0.00	12.69	168.90
e-e	4.73	70.56	17.31	0.00	0.00	8.97	96.84
f-f	3.15	31.36	7.69	0.00	0.00	5.61	44.67
g-g	1.58	7.84	1.92	0.00	0.00	2.62	12.39

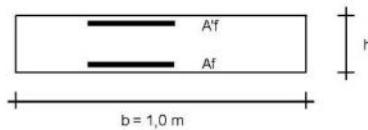
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	10.0	20		5	5.0	20	
2	0.0	24	□	6	0.0	16	□
3	0.0	16	□	7	5.0	20	
4	10.0	20		8	5.0	20	□
				9	0.0	12	□

VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	64.28	0.00	0.95	31.42	31.42	1063.65
b - b	-712.46	0.00	0.95	31.42	31.42	1063.65
c - c	-307.49	0.00	0.95	31.42	31.42	1063.65
d - d	521.67	102.38	0.80	31.42	15.71	913.87
e - e	245.28	72.35	0.73	31.42	15.71	808.65
f - f	87.61	45.28	0.65	31.42	15.71	706.46
g - g	16.55	21.16	0.58	15.71	15.71	315.24

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	158.91	0.95	355.23	10	20	20	21.8	1555.86	Armatura a taglio non necessaria
b - b	170.14	0.95	355.23	10	20	20	21.8	1555.86	Armatura a taglio non necessaria
c - c	179.96	0.95	355.23	10	20	20	21.8	1555.86	Armatura a taglio non necessaria
d - d	219.97	0.80	338.59	10	20	20	21.8	1296.55	Armatura a taglio non necessaria
e - e	134.40	0.73	317.87	10	20	20	21.8	1166.89	Armatura a taglio non necessaria
f - f	69.22	0.65	296.88	10	20	20	21.8	1037.24	Armatura a taglio non necessaria
g - g	24.42	0.58	219.24	10	20	20	21.8	907.58	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

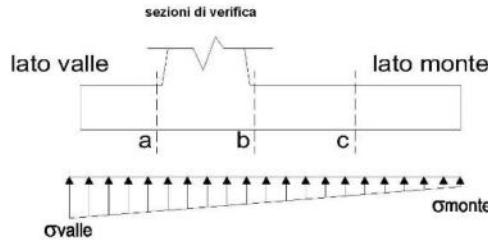
ovalle = $N / A + M / W_{gg}$

omonte = $N / A - M / W_{gg}$

$A = 1.0 \cdot B = 6.00 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 6.00 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	ovalle	omonte
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	919.22	58.44	162.94	143.46
	989.72	12.61	167.06	162.85
Q.P.	907.31	-24.48	147.14	155.30
	907.31	-24.48	147.14	155.30

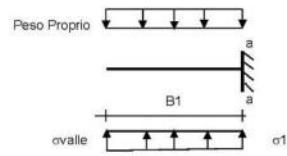


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 23.75 (kN/m)

$Ma = \sigma_1 \cdot B_1^2 / 2 + (\sigma_{ovalle} - \sigma_1) \cdot B_1^2 / 3 - PP \cdot B_1^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$

caso	ovalle	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	162.94	160.35	44.26
	167.06	166.49	45.80
Q.P.	147.14	148.23	39.60
	147.14	148.23	39.60



Mensola Lato Monte

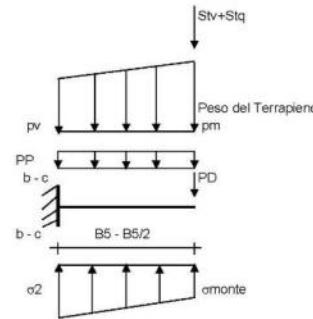
PP = 23.75 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	132.30	147.30	132.30	(kN/m ²)
pvb	132.30	147.30	132.30	(kN/m ²)
pvc	132.30	147.30	132.30	(kN/m ²)

$Mb = (\sigma_{omonte} \cdot (p_{vb} + PP)) \cdot B_5^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B_5^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot B_5^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot B_5 \cdot PD \cdot (B_5 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H / 2$

$Mc = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vc} + PP)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H / 2$

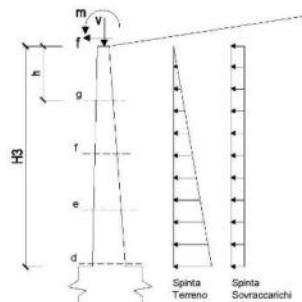
caso	omonte	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	143.46	157.75	-394.22	150.61	-183.93
	162.85	165.93	-387.89	164.39	-177.83
Q.P.	155.30	149.31	-292.64	152.31	-137.26
	155.30	149.31	-292.64	152.31	-137.26



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$M_t = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_{soil} \cdot h^2 \cdot \gamma_3$
 $M_q = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_{soil} \cdot q \cdot h^2$
 $M_{est} = m \cdot f \cdot h$
 $N_{est} = v$



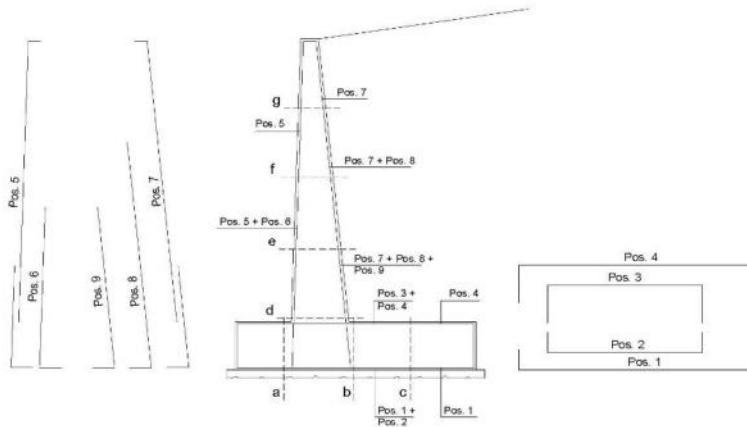
condizione Frequente

sezione	h	Mt	Mq	M _{est}	M _{tot}	N _{est}	N _{sp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.30	263.43	89.60	0.00	353.04	0.00	102.38	102.38
e-e	4.73	111.14	50.40	0.00	161.54	0.00	72.35	72.35
f-f	3.15	32.93	22.40	0.00	55.33	0.00	45.28	45.28
g-g	1.58	4.12	5.60	0.00	9.72	0.00	21.16	21.16

condizione Quasi Permanente

sezione	h	Mt	Mq	M _{tot}	M _{tot}	N _{tot}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.30	263.43	0.00	0.00	263.43	0.00	102.38	102.38
e-e	4.73	111.14	0.00	0.00	111.14	0.00	72.35	72.35
f-f	3.15	32.93	0.00	0.00	32.93	0.00	45.28	45.28
g-g	1.58	4.12	0.00	0.00	4.12	0.00	21.16	21.16

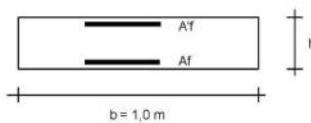
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	∅	Il strato	pos	n°/ml	∅	Il strato
1	10.0	20		5	5.0	20	
2	0.0	24	□	6	0.0	16	□
3	0.0	16	□	7	5.0	20	
4	10.0	20		8	5.0	20	□
				9	0.0	12	□

VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

condizione Frequente

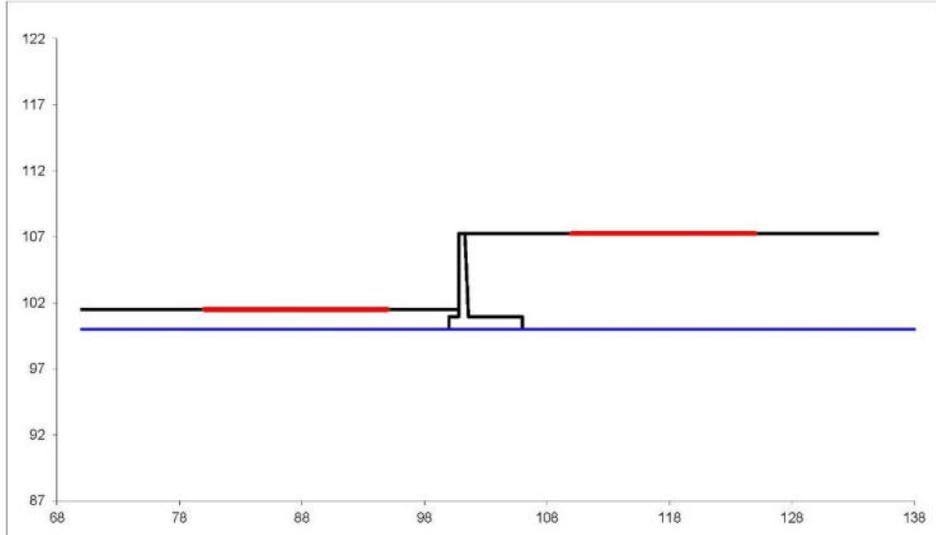
Sez.	M	N	h	Af	Af'	σc	σf	wk	w _{lim}
(-)	[kNm]	[kN]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]	[mm]
a - a	45.80	0.00	0.95	31.42	31.42	0.38	17.51	0.014	0.300
b - b	-394.22	0.00	0.95	31.42	31.42	3.24	150.71	0.123	0.300
c - c	-183.93	0.00	0.95	31.42	31.42	1.51	70.32	0.055	0.300
d - d	353.04	102.38	0.80	31.42	15.71	4.35	160.02	0.122	0.300
e - e	161.54	72.35	0.73	31.42	15.71	2.38	73.84	0.057	0.300
f - f	55.33	45.28	0.65	31.42	15.71	1.00	26.26	0.020	0.300
g - g	9.72	21.16	0.58	15.71	15.71	0.27	6.86	0.008	0.300

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σc	σf	wk	w _{lim}
(-)	[kNm]	[kN]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]	[mm]
a - a	39.60	0.00	0.95	31.42	31.42	0.33	15.14	0.012	0.400
b - b	-292.64	0.00	0.95	31.42	31.42	2.41	111.88	0.087	0.400
c - c	-137.26	0.00	0.95	31.42	31.42	1.13	52.47	0.041	0.400
d - d	263.43	102.38	0.80	31.42	15.71	3.27	108.34	0.084	0.400
e - e	111.14	72.35	0.73	31.42	15.71	1.66	47.73	0.037	0.400
f - f	32.93	45.28	0.65	31.42	15.71	0.61	13.25	0.010	0.400
g - g	4.12	21.16	0.58	15.71	15.71	0.11	0.71	0.001	0.400

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)



#strisce
30

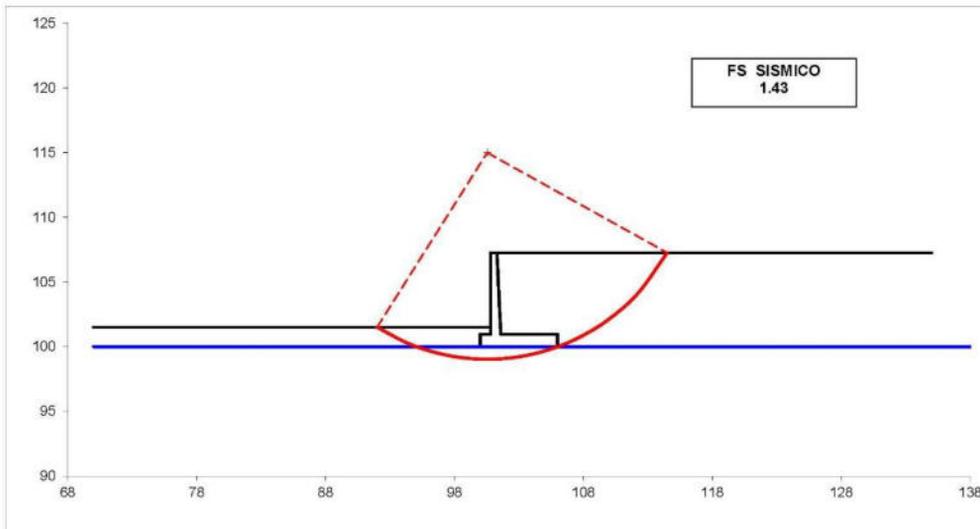
# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	715	STATICO
	SISMICO	1.430

Condizione di Carico

SISMICA ▼

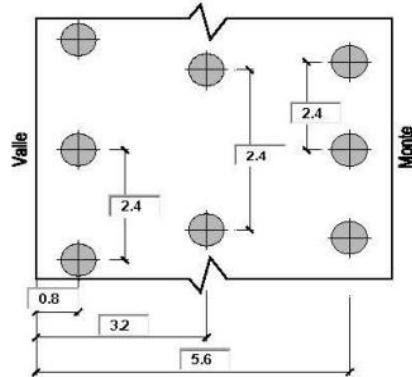
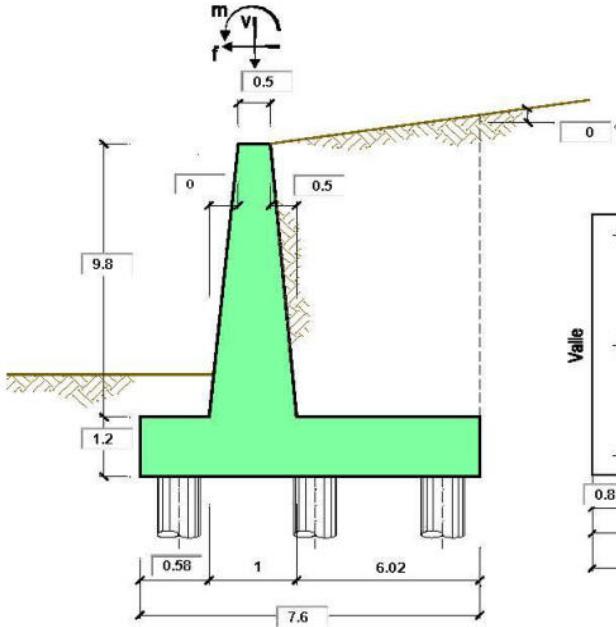
superfici da disegnare

1 ▼



4.2 TIPO 7 – H = 11.00M - L PALO 14

PROGETTAZIONE ATI:

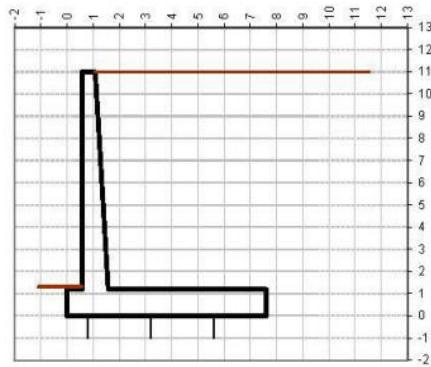


OPERA Esempio

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	A1+M1	○
	A2+M2	●
SLE (DMB8)		○
altro		○

Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25,00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$



Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_0	1.00	1.00	1.00	1.30
	sfavorevole	γ_0	1.30	1.00	1.00	1.30
Variabili	favorevole	γ_0	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole	γ_0	1.50	1.30	1.00	1.50

Parametro	Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito $\tan \phi_k$	γ_ϕ	1.00	1.25	1.00	1.00
peso unità di volume γ	γ_γ	1.00	1.00	1.00	1.00

Dati Geotecnici			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	28.00		23.04
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	21.00		21.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	20.00		16.46

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_p/g	0.233	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.4	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_r	0.38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.123956	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0620	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no		

Coeff. di Spirita	Coeff. di Spirita Attiva Statico	k_a	SLE		STR/GEO	
			k_{as+}	k_{as-}		
		0.320			0.367	
	Coeff. Di Spirita Attiva Sismica sisma +	0.407			0.485	
	Coeff. Di Spirita Attiva Sismica sisma -	0.420			0.500	

Carichi Agenti			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE - sisma		STR/GEO	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	q_p	0.00		0.00
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	f_p	0.00		0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	v_p	0.00		0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	m_p	0.00		0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	20.00		26.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00		0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00		0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00		0.00
	Coefficienti di combinazione condizione frequente Ψ_1		0.75	condizione quasi permanente Ψ_2		0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	q_s	20.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	f_s	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	v_s	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	m_s	0.00		

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Cakestruzzo

classe cls		
Rck	40	(MPa)
fck	32	(MPa)
fcm	40	
Ec	33346	(MPa)
α_{ce}	0.85	
γ_c	1.50	
$f_{td} = \alpha_{ce} \cdot T_{90} / \gamma_c$	18.13	(MPa)
$f_{tm} = 0.30 \cdot T_a^{2/3}$	3.02	(MPa)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche		
σ_c	14.4	Mpa
σ_t	360	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	8.5	Mpa
σ_t	260	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="0.3"/>	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="0.2"/>	mm

Acciaio

tipo di acciaio		
$f_{yk} =$	450	(MPa)
$\gamma_s =$	1.15	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30	(MPa)
$E_s =$	210000	(MPa)
$\epsilon_{se} =$	0.19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio $n = 15$

Copri ferro (distanza asse armatura-bordo)

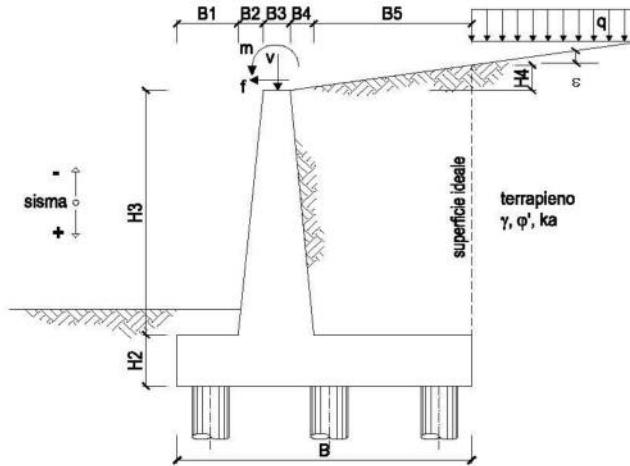
$c = 5.00$ (cm)

Copri ferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 3.50$ (cm)

Interferenza tra l e II strato

$l_{II} = 5.00$ (cm)



OPERA Esempio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	9.80	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.50	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.50	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	7.60	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.20	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.58	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	6.02	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	122.50	122.50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	61.25	61.25
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	228.00	228.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4	411.75	411.75

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	1238.92	1238.92
Pt2 =	$(0.5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2$	51.45	51.45
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	1290.37	1290.37

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	130.4	169.52
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	130.4	

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

- Muro (Mm)			
Mm1 =	$Pm1*(B1+2/3 B2)$	(kN/m)	0.00
Mm2 =	$Pm2*(B1+B2+0,5*B3)$	(kN/m)	101.68
Mm3 =	$Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kN/m)	76.36
Mm4 =	$Pm4*(B/2)$	(kN/m)	866.40
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4$	(kN/m)	1044.43

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del murc			
Mt1 =	$Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)$	(kN/m)	5686.62
Mt2 =	$Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))$	(kN/m)	0.00
Mt3 =	$Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)$	(kN/m)	72.72
Msovr =	$Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kN/m)	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kN/m)	5759.34

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del murc			
Sovr acc. Stat	$(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	565.94
Sovr acc. Sism	$(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	565.94

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia del muro (Ps)			
Ps h =	$Pm*kh$	(kN/m)	51.04
Ps v =	$Pm*kv$	(kN/m)	25.52

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)			
Ptsh =	$Pt*kh$	(kN/m)	159.95
Ptsh v =	$Pt*kv$	(kN/m)	79.97

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)			
MPs1 h =	$kh*Pm1*(H2+H3/3)$	(kN/m)	0.00
MPs2 h =	$kh*Pm2*(H2 + H3/2)$	(kN/m)	92.63
MPs3 h =	$kh*Pm3*(H2+H3/3)$	(kN/m)	33.91
MPs4 h =	$kh*Pm4*(H2/2)$	(kN/m)	16.96
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4$	(kN/m)	143.50

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)			
MPs1 v =	$kv*Pm1*(B1+2/3*B2)$	(kN/m)	0.00
MPs2 v =	$kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)$	(kN/m)	6.30
MPs3 v =	$kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kN/m)	4.73
MPs4 v =	$kv*Pm4*(B/2)$	(kN/m)	53.70
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4$	(kN/m)	64.73

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)			
MPts1 h =	$kh*Pt1*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	936.78
MPts2 h =	$kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h =	$kh*Pt3*(H2+H3*2/3)$	(kNm/m)	49.32
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	986.10

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)			
MPts1 v =	$kv*Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)$	(kNm/m)	352.45
MPts2 v =	$kv*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v =	$kv*Pt3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)$	(kNm/m)	5.84
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	358.28

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
- Spinta totale condizione statica			
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m) 406.98	492.30
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	(kN/m) 0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	(kN/m) 70.47	110.82
- Componente orizzontale condizione statica			
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 382.43	472.13
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 66.22	106.28
- Componente verticale condizione statica			
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 139.19	139.49
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 24.10	31.40

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
MSt1 =	$Sth \cdot (H2+H3+H4)/3$	(kN/m) 1402.26	1731.13
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kN/m) 1057.88	1060.10
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m) 0.00	0.00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kN/m) 0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m) 364.22	584.54
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kN/m) 183.18	238.64

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext perm =	$mp + fp \cdot (H3 + H2) + vp \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m) 0.00	0.00
Mfext acc (Nmin) =	$m + f \cdot (H3 + H2) + v \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m) 0.00	0.00
Mfext acc (Nmax) =	$m + f \cdot (H3 + H2) + v \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m) 0.00	0.00

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)			
N perm =	$Pm + Pt + vp + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	(kN/m) 1841.31	1841.60
N acc min =	$v + Sqv \text{ acc}$	(kN/m) 0.00	31.40
N acc max =	$v + Sqv \text{ acc} + q \text{ acc}$	(kN/m) 154.50	200.92
Risultante forze orizzontali (T)			
T perm =	$Sth + Sqh \text{ perm} + fp$	(kN/m) 382.43	472.13
T acc =	$Sqh \text{ acc} + f$	(kN/m) 66.22	106.28
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM perm =	ΣM	(kNm/m) 6459.39	6132.75
MM acc (Nmin) =	ΣM	(kNm/m) -181.04	-345.90
MM acc (Nmax) =	ΣM	(kNm/m) 384.90	389.82

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	(kN/m)	406.98	492.30
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas$	(kN/m)	141.80	161.74
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas$	(kN/m)	89.48	106.64

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	382.43	472.13
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	133.25	155.11
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	84.08	102.27

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	139.19	139.49
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	48.50	45.83
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(kN/m)	30.60	30.22

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4)/3)	(kN/m)	1402.26	1731.13
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4)/2)	(kN/m)	732.87	853.10
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kN/m)	1057.88	1060.10
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kN/m)	368.59	348.28
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4)/2)	(kN/m)	462.47	562.50
MSsq2 = Ssq1v * B	(kN/m)	232.59	229.64

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp+ms	(kNm/m)		0.00
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)		0.00
Mfext3 (Nmin) = (vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	(kNm/m)		0.00
Mfext3 (Nmax) = (vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	(kNm/m)		0.00

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

Nmin = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	(kN/m)	2025.91	2023.14
Nmax = Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q acc	(kN/m)	2025.91	2153.54

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh	(kN/m)	810.76	940.50
-------------------------------------------	--------	--------	--------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM (Nmin) = ΣM	(kNm/m)	5158.65	4588.48
MM (Nmax) = ΣM	(kNm/m)	5724.59	5154.42

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO
Sst1 stat = $0,5 \gamma \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	(kN/m)	406.98	492.30
Sst1 sism = $0,5 \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	93.79	103.79
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas$	(kN/m)	92.44	110.04

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	382.43	472.13
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	88.13	99.53
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	86.87	105.53

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	139.19	139.49
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	32.08	29.41
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(kN/m)	31.62	31.18

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4)/3)	(kNm)	1402.26	1731.13
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4)/2)	(kNm)	484.74	547.43
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm)	1057.88	1060.10
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm)	243.79	223.49
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4)/2)	(kNm)	477.77	580.41
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm)	240.29	236.95

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp+ms	(kNm/m)	0.00
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)	0.00
Mfext3 (Nmin) = (vp+vs)*(B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)	0.00
Mfext3 (Nmax) = (vp+vs)*(B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)	0.00

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

Nmin = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	(kN/m)	1799.51	1796.69
Nmax = Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q acc	(kN/m)	1929.91	1927.09

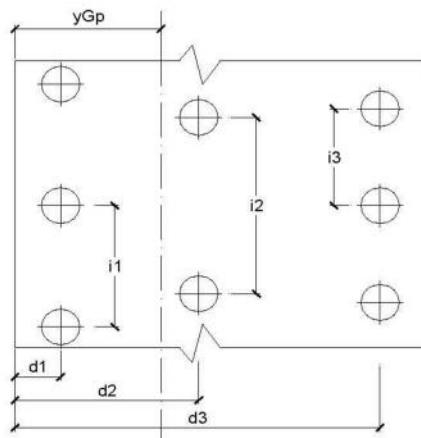
Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh	(kN/m)	768.42	888.18
-------------------------------------------	--------	--------	--------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM (Nmin) = ΣM	(kNm/m)	5274.38	4758.76
MM (Nmax) = ΣM	(kNm/m)	5840.32	5324.70

Caratteristiche della Palificata



Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1)	0.80	(m)	interasse pali (i1) =	2.40	(m)
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2)	3.20	(m)	interasse pali (i2) =	2.40	(m)
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3)	5.60	(m)	interasse pali (i3) =	2.40	(m)

Asse Baricentrico della Palificata (yGp) = 3.200 (m)

Risultante forze verticali (Np = N)

Risultante forze orizzontali (Tp = T)

Momento rispetto al baricentro della palificata (Mp)

Mp = yGp*Np - MM

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU

caso	Np		Mp		Tp		
	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	
	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	
statico	Nmin	1841.60	31.40	-239.62	446.38	472.13	106.28
	Nmax	1841.60	200.92	-239.62	253.12		
sisma+	Nmin	2023.14		1885.57		940.50	
	Nmax	2153.54		1736.91			
sisma-	Nmin	1796.69		990.66		888.18	
	Nmax	1927.09		842.00			

Sollecitazioni sui pali SLU

caso	N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	Nmin	1601.78	1498.40	1395.02			462.72	
	Nmax	1640.77	1634.02	1627.27				
sisma+	Nmin	2561.29	1618.51	675.73			752.40	
	Nmax	2591.29	1722.83	854.38				
sisma-	Nmin	1932.68	1437.36	942.03			710.54	
	Nmax	1962.68	1541.68	1120.67				

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche

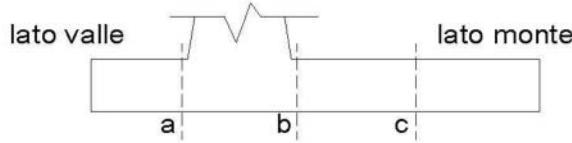
caso	Np			Mp			Tp		
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	
	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Accidentali	
statico	rara	0.00	154.50		181.04	109.51		66.22	
	freq.	1841.31	0.00	115.8772578	-567.20	135.78	82.14	382.43	49.67
	quasi perm		0.00	0.00		0.00	0.00		0.00
sisma+	Nmin	2025.91		1324.25					
	Nmax	2025.91		758.32				810.76	
sisma-	Nmin	1799.51		484.06					
	Nmax	1929.91		335.40				768.42	

Sollecitazioni sui pali SLE/ caratteristiche

caso	N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali		
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	
statico	rara	90.52	0.00		-90.52			52.98	
	freq.	1189.45	67.89	1473.05	0.00	1756.65	-67.89	305.95	39.73
	quasi perm		0.00	0.00		0.00		0.00	
statico	rara		178.36		123.60		68.85	52.98	
	freq.	1189.45	133.77	1473.05	92.70	1756.65	51.63	305.95	39.73
	quasi perm		0.00	0.00		0.00		0.00	
sisma+	Nmin	2282.85		1620.73		958.60			
	Nmax	1999.88		1620.73		1241.57		648.61	
sisma-	Nmin	1681.64		1439.61		1197.58			
	Nmax	1711.63		1543.93		1376.23		614.74	

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE



Mensola Lato Valle

$$M_a = \sum N_i \cdot (B_1 - d) / i_i - PP \cdot (1 \pm kv) \cdot B_1^2 / 2$$

$$T_a = \sum N_i / i_i - PP \cdot (1 \pm kv)$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

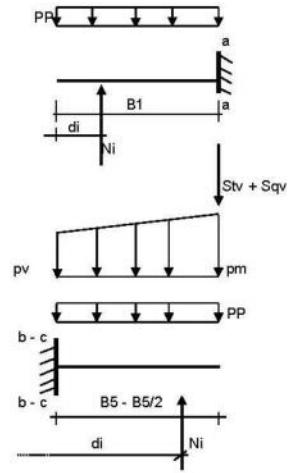
$$M_b = \sum N_i \cdot (B_5 - (B - d)) / i_i - [PP \cdot B_5^2 / 2 + p_{vb} \cdot B_5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B_5^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B_5$$

$$M_c = \sum N_i \cdot (B_5 / 2 - (B - d)) / i_i - [PP \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + p_{vc} \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B_5 / 2$$

$$V_b = \sum N_i / i_i - [PP \cdot B_5 + p_{vb} \cdot B_5 + (p_m - p_{vb}) \cdot B_5] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv)$$

$$V_c = \sum N_i / i_i - [PP \cdot (B_5 / 2) + p_{vc} \cdot (B_5 / 2) + (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv)$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola



Peso Proprio	PP	=	30.00	(kN/m ²)
	pm	=	205.80	(kN/m ²)
	pvb	=	205.80	(kN/m ²)
	pvc	=	205.80	(kN/m ²)

caso	Ma	Va	Mb	Vb	Mc	Vc
	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	-5.05	-17.40	-1953.40	-384.81	-995.48	-299.39
sisma+	-5.36	-18.48	-3610.71	-767.09	-1498.77	-687.72
sisma-	-4.73	-16.32	-2664.25	-540.20	-1207.76	-473.33

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t\text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a\text{ orizz}} \cdot \gamma^2 (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t\text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^2 \cdot (K_{a\text{ s orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a\text{ orizz}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a\text{ orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{\text{est}} = m + f \cdot h$$

$$M_{\text{inerzia}} = \Sigma P_m \cdot b \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_{\text{est}} = v$$

$$N_{\text{pp-inerzia}} = \Sigma P_m \cdot (1 \pm kv)$$

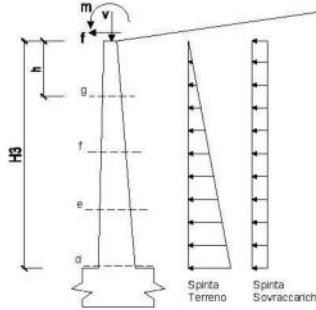
$$V_{t\text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a\text{ orizz}} \cdot \gamma^2 (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t\text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^2 \cdot (K_{a\text{ s orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a\text{ orizz}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a\text{ orizz}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{\text{est}} = f$$

$$V_{\text{inerzia}} = \Sigma P_m \cdot kh$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{est}	M _{tot}	N _{est}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	9.80	1224.13	463.96	0.00	1688.09	0.00	183.75	183.75
e-e	7.35	516.43	260.98	0.00	777.41	0.00	126.33	126.33
f-f	4.90	153.02	115.99	0.00	269.01	0.00	76.56	76.56
g-g	2.45	19.13	29.00	0.00	48.12	0.00	34.45	34.45

sezione	h	Vt	Vq	V _{est}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	9.80	374.73	94.69	0.00	469.42
e-e	7.35	210.79	71.01	0.00	281.80
f-f	4.90	93.68	47.34	0.00	141.03
g-g	2.45	23.42	23.67	0.00	47.09

condizione sismica +

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{est}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{est}	N _{pp-inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	9.80	1224.13	629.03	446.47	0.00	99.21	2398.84	0.00	195.14	195.14
e-e	7.35	516.43	265.37	251.14	0.00	52.32	1095.26	0.00	134.16	134.16
f-f	4.90	153.02	78.63	111.62	0.00	21.70	364.96	0.00	81.31	81.31
g-g	2.45	19.13	9.83	27.90	0.00	5.04	61.90	0.00	36.59	36.59

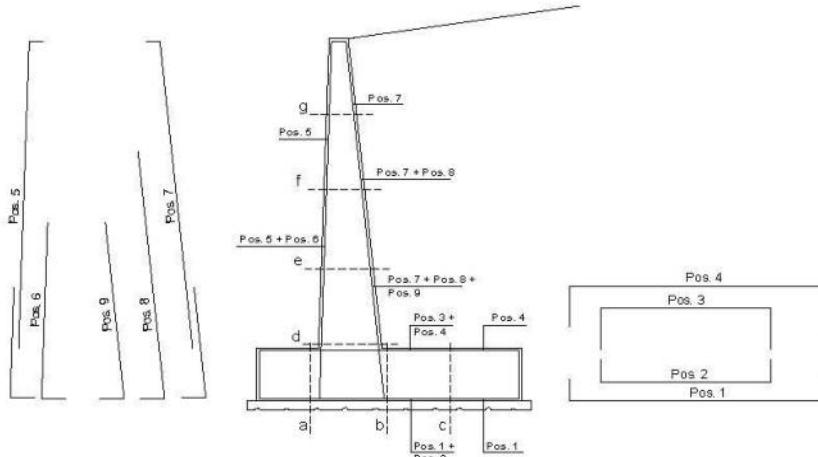
sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{est}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	9.80	374.73	128.37	91.12	0.00	22.78	617.00
e-e	7.35	210.79	72.21	68.34	0.00	15.66	367.00
f-f	4.90	93.68	32.09	45.56	0.00	9.49	180.83
g-g	2.45	23.42	8.02	22.78	0.00	4.27	58.49

condizione sismica -

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{est}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{est}	N _{pp-inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	9.80	1224.13	403.65	460.68	0.00	99.21	2187.67	0.00	172.36	172.36
e-e	7.35	516.43	170.29	259.13	0.00	52.32	998.17	0.00	118.50	118.50
f-f	4.90	153.02	50.46	115.17	0.00	21.70	340.34	0.00	71.82	71.82
g-g	2.45	19.13	6.31	28.79	0.00	5.04	59.26	0.00	32.32	32.32

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{est}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	9.80	374.73	82.38	94.02	0.00	22.78	573.91
e-e	7.35	210.79	46.34	70.51	0.00	15.66	343.30
f-f	4.90	93.68	20.59	47.01	0.00	9.49	170.78
g-g	2.45	23.42	5.15	23.50	0.00	4.27	56.34

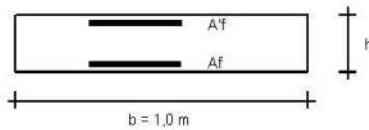
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	Il strato	pos	n°/ml	φ	Il strato
1	10.0	24		5	10.0	24	
2	10.0	24	☑	6	0.0	12	☐
3	10.0	24	☑	7	10.0	24	
4	10.0	24		8	5.0	24	☑
				9	0.0	20	☐

VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

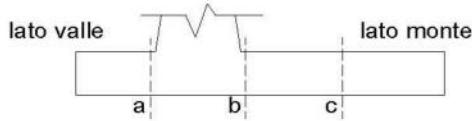
Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu	Mu/M
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	(-)
a - a	-5.36	0.00	1.20	90.48	90.48	3792.14	707.65
b - b	-3610.71	0.00	1.20	90.48	90.48	3792.14	1.05
c - c	-1498.77	0.00	1.20	45.24	45.24	1965.59	1.31
d - d	2398.84	195.14	1.00	67.86	45.24	2444.66	1.02
e - e	1085.26	134.16	0.88	67.86	45.24	2077.69	1.91
f - f	364.96	81.31	0.75	67.86	45.24	1720.83	4.72
g - g	61.90	36.59	0.63	45.24	45.24	957.24	15.46

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	σ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	18.48	1.20	573.13	10	20	20	21.8	1988.04	Armatura a taglio non necessaria
b - b	767.09	1.20	573.13	10	20	20	21.8	1988.04	Sezione verificata
c - c	687.72	1.20	454.90	10	20	20	21.8	1988.04	Sezione verificata
d - d	617.00	1.00	499.78	10	20	20	21.8	1642.29	Sezione verificata
e - e	367.00	0.88	458.46	10	20	20	21.8	1426.20	Armatura a taglio non necessaria
f - f	180.83	0.75	416.40	10	20	20	21.8	1210.11	Armatura a taglio non necessaria
g - g	58.49	0.63	326.55	10	20	20	21.8	994.02	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE



Mensola Lato Valle

$$M_a = \sum N_i (B1 - d_i) / l_i - PP (1 \pm kv) B1^2 / 2$$

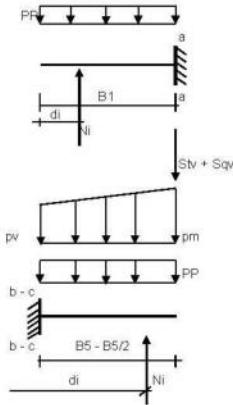
Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

$$M_b = \sum N_i (B5 - (B-d)) / l_i - [PP B5^2 / 2 + p_{vb} B5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) B5^2 / 3] (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v) \cdot B5$$

$$M_c = \sum N_i (B5/2 - (B-d)) / l_i - [PP (B5/2)^2 / 2 + p_{vc} (B5/2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) (B5/2)^2 / 3] (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v) \cdot B5/2$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola



Peso Proprio	PP	=	30.00	(kN/m ²)
	pm	=	205.80	(kN/m ²)
	pvb	=	205.80	(kN/m ²)
	pvc	=	205.80	(kN/m ²)

caso	Ma	Mb	Mc
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
FR	-5.05	-1432.82	-849.03
Q.P.	-5.05	-1319.10	-820.46

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

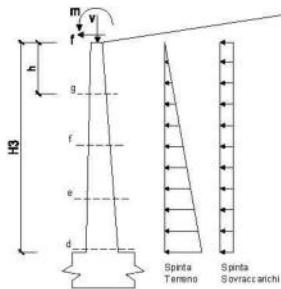
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{0,02z}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot 1/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{0,02z}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

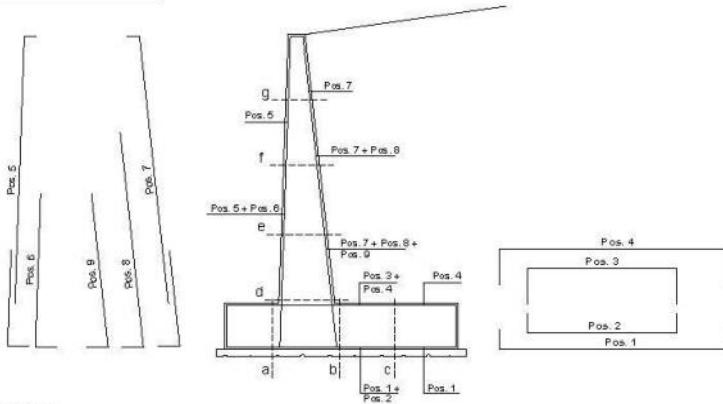
$$N_{ext} = v$$



sezione	h [m]	condizione Frequente						
		Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{sp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	9.80	991.58	216.82	0.00	1208.40	0.00	183.75	183.75
e-e	7.35	418.32	121.96	0.00	540.28	0.00	126.33	126.33
f-f	4.90	123.95	54.20	0.00	178.15	0.00	76.56	76.56
g-g	2.45	15.49	13.55	0.00	29.04	0.00	34.45	34.45

sezione	h [m]	condizione Quasi Permanente						
		Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{sp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	9.80	991.58	0.00	0.00	991.58	0.00	183.75	183.75
e-e	7.35	418.32	0.00	0.00	418.32	0.00	126.33	126.33
f-f	4.90	123.95	0.00	0.00	123.95	0.00	76.56	76.56
g-g	2.45	15.49	0.00	0.00	15.49	0.00	34.45	34.45

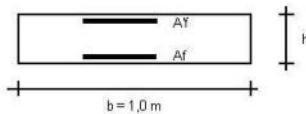
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	10.0	24		5	10.0	24	
2	10.0	24	☑	6	0.0	12	☐
3	10.0	24	☑	7	10.0	24	
4	10.0	24		8	5.0	24	☑
				9	0.0	20	☐

VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	AT	σ ^c	σ ^t	w _k	w _{lim}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	-5.05	0.00	1.20	90.48	90.48	0.02	0.56	0.000	0.300
b - b	-1432.82	0.00	1.20	90.48	90.48	4.87	159.81	0.129	0.300
c - c	-849.03	0.00	1.20	45.24	45.24	3.96	176.00	0.155	0.300
d - d	1208.40	183.75	1.00	67.86	45.24	7.00	203.87	0.182	0.300
e - e	540.28	126.33	0.88	67.86	45.24	3.94	104.32	0.073	0.300
f - f	178.15	76.56	0.75	67.86	45.24	1.72	39.48	0.025	0.300
g - g	29.04	34.45	0.63	45.24	45.24	0.43	9.08	0.006	0.300

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	AT	σ ^c	σ ^t	w _k	w _{lim}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	-5.05	0.00	1.20	90.48	90.48	0.02	0.56	0.000	0.200
b - b	-1319.10	0.00	1.20	90.48	90.48	4.48	147.13	0.116	0.200
c - c	-820.46	0.00	1.20	45.24	45.24	3.82	170.08	0.149	0.200
d - d	991.58	183.75	1.00	67.86	45.24	5.77	165.14	0.140	0.200
e - e	418.32	126.33	0.88	67.86	45.24	3.08	78.92	0.052	0.200
f - f	123.95	76.56	0.75	67.86	45.24	1.22	25.97	0.016	0.200
g - g	15.49	34.45	0.63	45.24	45.24	0.25	3.46	0.002	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	pl [kPa]	KsD [kPa]	Descrizione
materiale 1	21.00	25.00	30	500	30000	
materiale 2	21.00	25.00	30	500	30000	
materiale 3	21.00	25.00	30	500	30000	
materiale 4	21.00	25.00	30	500	40000	

peso specifico acqua **9.81** [kN/m³]

azioni sismiche a_g/g 0.233 (-) S_z 1.4 k_h 0.1240 (-)
 β_s 0.38 S_T 1 k_v 0.0620 (-)

x muro 100 (m) y muro 100 (m)

p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda	
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	100.000	102.700	0	101.080	111.000	0	89.230	97.150	0	70.000	90.000
1	98.550	102.700	1	140.000	111.000	1	140.000	100.000	1	140.000	100.000
2	89.230	99.308	2			2			2		
3	81.250	96.403	3			3			3		
4	70.000	92.309	4			4			4		
5			5			5			5		
6			6			6			6		
7			7			7			7		
8			8			8			8		
9			9			9			9		
10			10			10			10		

alfa = 20

Sovraccarichi

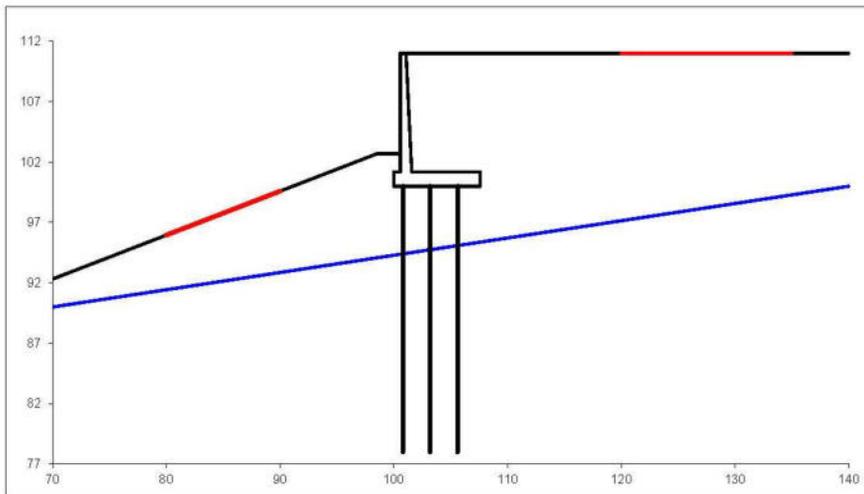
	x_{in}	q_{in}	x_{fn}	q_{fn}	% sisma
sovraccarico 1	102	20	110	20	0%
sovraccarico 2					

Limiti ricerca superfici

Xa 80	Xc 120	alfa min 30	# superfici massimo 1331
Xb 90	Xd 135	alfa max 70	
n1 10	n2 10	n alfa 10	

Caratteristiche dei pali

Lunghezza pali **22.00** m
 Diametro pali **0.80** m
 Rigidezza EI **603185.79** kN m²
 Momento di plasticizzazione **1000.00** kN m
 Taglio ultimo pali **750.00** kN



#strisce
30

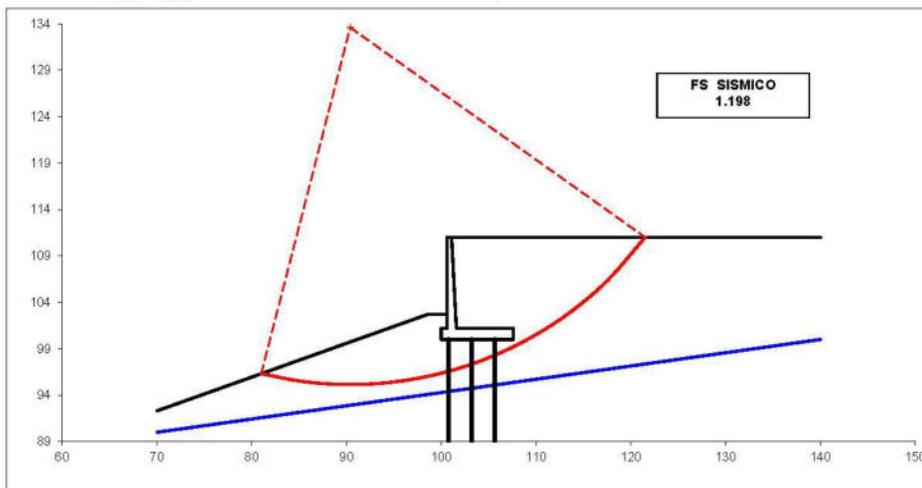
# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	STATICO	1.842
775	SISMICO	1.198

Condizione di Carico

SISMICA ▼

superfici da disegnare

1 ▼



4.2.1 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE

Nel paragrafo seguente viene illustrato il calcolo della capacità portante verticale in compressione dei pali di fondazione del muro in calcestruzzo prendendo in considerazione l'involuppo SLU SLV.

PROGETTAZIONE ATI:

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO

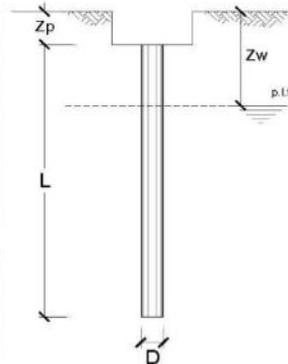
CANTIERE:

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	0.80	(m)	Area del Palo (A _p):	0.503	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	2.00	(m)	Quota falda dal p.c. (z _a):	2.00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	1	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):	1	(kN)
Numero di strati	3		L _{palo} =	14.00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base			
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _{trac}	
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	○	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM68	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista	●	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25	



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A	prog.
ξ _b	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ _a	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MEDI			
			Parametri del terreno			
(-)	(m)		γ (kN/m ³)	c _{med} (kPa)	φ _{med} (°)	c _{u,med} (kPa)
1	2.00	R	21.00	0.0	28.0	
2	8.00	AC_alt	20.00	0.0	30.0	
3	4.00	AC	20.00	0.0	35.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.53	0.53		
0.50	0.58		
0.43	0.70		

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)			
			Parametri del terreno			
(-)	(m)		γ (kN/m ³)	c _{min} (kPa)	φ _{min} (°)	c _{u,min} (kPa)
1	2.00	R	21.00	0.00	28.00	0.00
2	8.00	AC_alt	20.00	0.00	30.00	0.00
3	4.00	AC	20.00	0.00	35.00	0.00

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.53	0.53		0.00
0.50	0.58		0.00
0.43	0.70		0.00

RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media				minima (solo SLU)					
			Qs _i (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _b m (kN)	Qs _i (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _b m (kN)
1	2.00	R	75.1					75.1				
2	8.00	AC_alt	603.6					603.6				
3	4.00	AC	492.3	57.59	0.00	10596.2	5326.2	492.3	57.59	0.00	10596.2	5326.2

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

N_d = 2.0 (kN)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base R_{b,cal med} = 5326.2 (kN)

laterale R_{s,cal med} = 1171.1 (kN)

totale R_{c,cal med} = 6497.3 (kN)

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base R_{b,cal min} = 5326.2 (kN)

laterale R_{s,cal min} = 1171.1 (kN)

totale R_{c,cal min} = 6497.3 (kN)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal med}/\xi_{b3}; R_{b,cal min}/\xi_{b4}) = 3133.1 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal med}/\xi_{s3}; R_{s,cal min}/\xi_{s4}) = 688.9 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 3821.9 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 2919.8 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 1459.90$$

4.2.2 VERIFICA A CARICHI ORIZZONTALI DEI PALI DI FONDAZIONE

La verifica di capacità portante orizzontale verrà condotta confrontando la massima azione di taglio sulla palificata con la somma delle capacità portanti orizzontali dei singoli pali, trascurandone l'interazione. Tale verifica viene condotta con l'azione massima di progetto risultante dalle analisi. Si riportano quindi i valori di resistenza ottenuti e la conseguente verifica. Si specifica che nel presente caso si è considerato cautelativamente uno sforzo assiale sui pali nullo, per il quale risulta una resistenza del palo **$H_d=387.65$ kN**.

CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA:

TEORIA DI BASE:
(Broms, 1964)

coefficienti parziali		A		M	R
		permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_R	γ_T
S.L.U.	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	I.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto: $H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2$

Palo intermedio: $H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$

Palo lungo: $H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\frac{3.676 M_y}{k_p \gamma d^4}}$

DATI DI INPUT:

Diametro del palo $d = 0.80$ (m)

Momento di plasticizzazione della sezione $M_y = 1000.00$ (kN m)

Angolo di attrito del terreno $\varphi'_{med} = 28.00$ (°) $\varphi'_{min} = 28.00$ (°)

Angolo di attrito di calcolo del terreno $\varphi'_{med,d} = 28.00$ (°) $\varphi'_{min,d} = 28.00$ (°)

Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi')/(1 - \sin\varphi')$) $k_{p,med} = 2.77$ (-) $k_{p,min} = 2.77$ (-)

Peso di unità di volume $\gamma = 21.00$ (kN/m³)

Carico Orizzontale Permanente (G): $G = 270$ (kN)

Carico Orizzontale Variabile (Q): $Q = 0$ (kN)

Palo corto:

$H1_{med} = 33783.02$ (kN) $H1_{min} = 33783.02$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 11306.46$ (kN) $H2_{min} = 11306.46$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 856.72$ (kN) $H3_{min} = 856.72$ (kN)

$H_{med} = 856.72$ (kN) palo lungo $H_{min} = 856.72$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 503.95$ (kN)

$H_d = H_k / \gamma_T = 387.65$ (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 270.00$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 1.44$

4.2.3 VERIFICA STRUTTURALE DEI PALI

Nel seguente paragrafo si mostrano le verifiche a flessione e taglio eseguite sui pali di fondazione delle spalle. Il modello adottato è quello di Winkler e le verifiche possono essere sintetizzate nelle due seguenti condizioni:

$$V_{max} \leq V_{rd}$$

$$\frac{V_{max} \lambda}{2} \leq M_{rd}$$

dove:

- V_{rd} : taglio resistente del palo, la cui armatura trasversale è costituita da una **spirale θ 10 passo 20 cm**;
- M_{rd} : momento resistente del palo, la cui armatura longitudinale è costituita da **20 θ 24**;
- $V_{max} \lambda / 2$: momento sollecitante secondo Winkler.

La lunghezza caratteristica λ è stata valutata mediante la seguente espressione:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k_h D}}$$

dove:

- I: momento di inerzia del palo;
- E: modulo di rigidezza del castruzzo;
- D: diametro del palo;
- K_h : costante di sottofondo.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D): 0.8 (m)

Coefficiente di reazione laterale (k_h): 35 (N/cm³)

Forza orizzontale agente (T): 270 (kN)

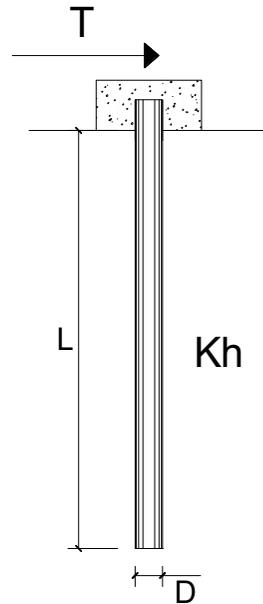
f_{ck} del calcestruzzo: 25.0 (MPa)

f_{cm} del calcestruzzo: 33.0 (MPa)

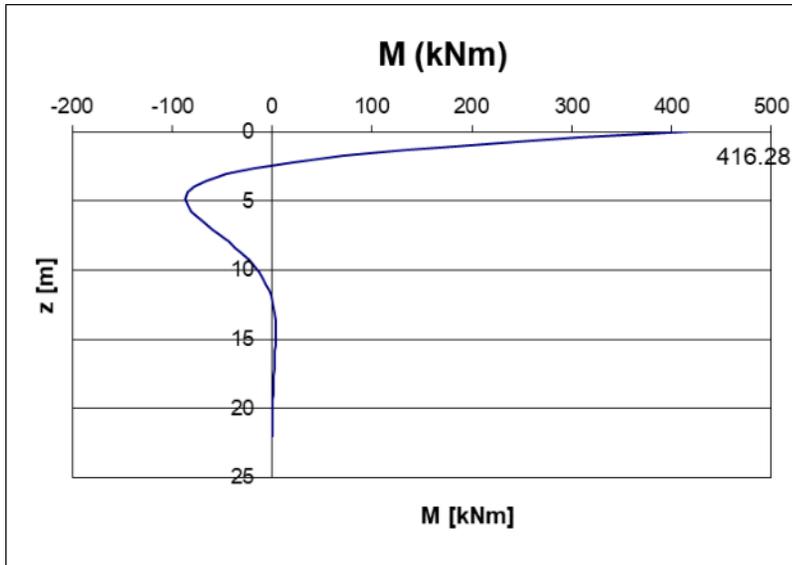
E_{cls} (E = 22000(f_{cm}/10)^{0.3}): 31476 (MPa)

J (J = π*D⁴/64): 2010619 (cm⁴) 6.329E+10

λ (lunghezza elastica λ = (4*EJ/k_h*D)^{1/4}): 308.36 (cm)



z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm ²)	(rad)	(kNm)	(kN)
0.00	0.313	10.95	0.00000	416.280	-270.000
0.44	0.307	10.74	-0.00025	305.929	-231.716
0.88	0.292	10.21	-0.00043	212.174	-194.757
1.32	0.270	9.45	-0.00055	134.204	-160.097



PROGETTAZIONE ATI:

Di seguito si riportano le verifiche a taglio e a presso-flessione.

Verifica C.A. S.L.U. - File: palo_nuovo

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 40 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 20
 Diametro barre: 2.4 [cm]
 Coprifero (baric.): 6 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 416.28 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C30/37

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 17 N/mm²
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 11.5 N/mm²
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6933
 τ_{c1}: 2.029

M_{xRd}: 1'009 kNm
 σ_c: -17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 8.662 ‰
 d: 74 cm
 x: 21.3 x/d: 0.2878
 δ: 0.7997

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio

Taglio agente $V_{Ed} = 270 \text{ kN}$

Altezza della sezione $h = 708.982 \text{ mm}$
 Coprifero della sezione $\delta = 67 \text{ mm}$
 Altezza utile della sezione $d = 641.982 \text{ mm}$
 Diametro delle staffe $d_w = 10 \text{ mm}$
 Numero di braccia $n_w = 2$
 Area totale staffe $A_{sw} = 157.00 \text{ mm}^2$
 Passo delle staffe $s = 200 \text{ mm}$
 Inclinazione delle staffe $\alpha = 90 \text{ deg}$
 Inclinazione delle bielle compresse $\theta = 25 \text{ deg}$ $\cot(\theta) = 2.15$
 Larghezza minima della sezione $b_w = 708.982 \text{ mm}$
 Coeff. maggiorativo per sezioni compresse $\alpha_c = 1.2$

Resistenza di calcolo a "taglio-trazione" $V_{Rsd} = 380.6 \text{ kN}$

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

Resistenza di calcolo a "taglio-comprensione" $V_{Rcd} = 1328.3 \text{ kN}$

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

Resistenza a taglio della sezione $V_{Rd} = 380.6 \text{ kN}$

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

Esito della verifica **soddisfatta**

Le verifiche risultano soddisfatte.

PROGETTAZIONE ATI:

PROGETTAZIONE ATI:

PROGETTAZIONE ATI:

PROGETTAZIONE ATI: