

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

**OPERE D'ARTE MINORI – OPERE DI SOSTEGNO**  
 Asse principale  
 Muro in dx da progr. 1+754,50 a progr. 1+824  
 Relazione tecnica

CODICE PROGETTO		NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.PROG ANNO	P01OS09STRRE01_B		
<b>DPFI508</b>	<b>D 23</b>	<b>CODICE ELAB. P01OS09STRRE01</b>	<b>B</b>	
D				
C				
B	Revisione a seguito Istruttoria n°U. 0016028.09-01-2024	Gennaio '24	Guidobaldi	Resta Guiducci
A	Emissione	Agosto '23	Guidobaldi	Resta Guiducci
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

<b>1</b>	<b><u>INTRODUZIONE.....</u></b>	<b><u>3</u></b>
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
<b>2</b>	<b><u>ANALISI DEI CARICHI.....</u></b>	<b><u>9</u></b>
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
<b>3</b>	<b><u>APPROCCIO DI CALCOLO.....</u></b>	<b><u>14</u></b>
3.1	RIEPILOGO DELLE ARMATURE PREDISPOSTE.....	14
3.2	VERIFICHE ALLO SLU E SLV.....	14
3.3	VERIFICHE TENSIONALI AGLI S.L.E.....	14
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>	21
<b>4</b>	<b><u>VERIFICHE MURO OS-09.....</u></b>	<b><u>25</u></b>
<b>4.1</b>	<b><u>TIPO 4 – H = 7.25M - L PALO 14.....</u></b>	<b><u>26</u></b>
<b>4.1.1</b>	<b><u>CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE .....</u></b>	<b><u>42</u></b>
<b>4.1.2</b>	<b><u>VERIFICA A CARICHI ORIZZONTALI DEI PALI DI FONDAZIONE .....</u></b>	<b><u>44</u></b>
<b>4.1.3</b>	<b><u>VERIFICA STRUTTURALE DEI PALI.....</u></b>	<b><u>45</u></b>

<b>4.1.4</b>	<b>TIPO 4 – H = 7.25M - L PALO 14-URTO .....</b>	<b>49</b>
<b>4.2</b>	<b>TIPO 3 – H = 5.75M - L PALO 14 .....</b>	<b>63</b>
<b>4.2.1</b>	<b>CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE .....</b>	<b>79</b>
<b>4.2.2</b>	<b>VERIFICA A CARICHI ORIZZONTALI DEI PALI DI FONDAZIONE .....</b>	<b>81</b>
<b>4.2.3</b>	<b>VERIFICA STRUTTURALE DEI PALI.....</b>	<b>82</b>
<b>4.2.4</b>	<b>TIPO 3 – H = 5.75M - L PALO 14-URTO .....</b>	<b>86</b>

PROGETTAZIONE ATI:

## **1 INTRODUZIONE**

Oggetto della presente relazione sono le verifiche statiche e geotecniche del muro di sostegno in cemento armato gettato in opera OS09.

### **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**

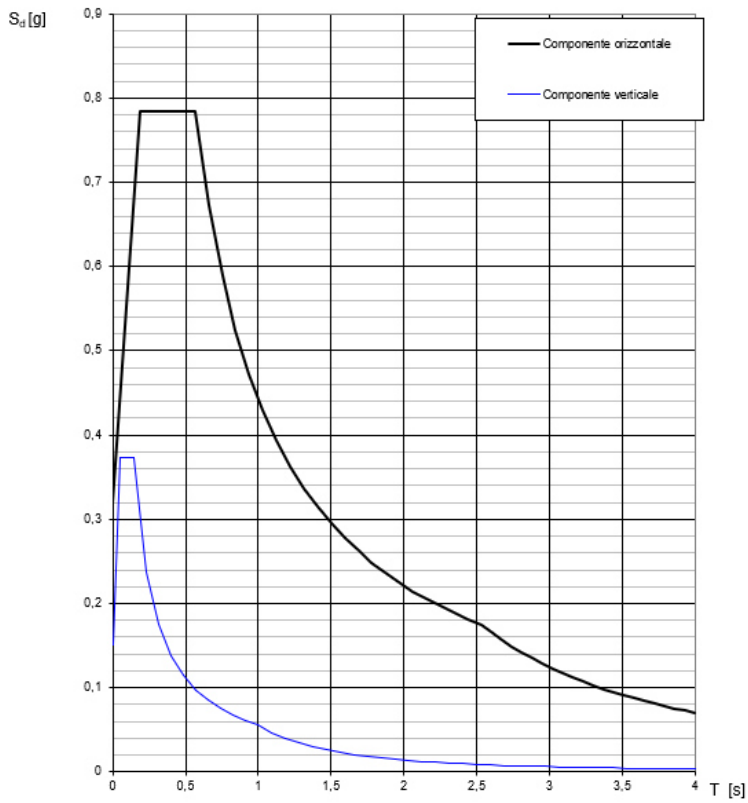
##### **1.1.2.1 Parametri sismici**

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
$a_g$	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
$\eta$	1,000
$T_B$	0,188 s
$T_C$	0,564 s
$T_D$	2,530 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

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

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

**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  $\eta$  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 – **TIPO4 - TIPO3** si assumono i parametri geotecnici più proibitivi a favore di sicurezza, 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 riportate, 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 interrato

**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 ridurre 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"> <li>- CONFORME ALLA UNI 11104</li> <li>- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA A COMPRESSIONE: C12/15</li> <li>- DIMENSIONE MASSIMA DEGLI AGGREGATI: Dmax 40 mm</li> </ul>
<p>CALCESTRUZZO PER FONDAZIONE</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- A PRESTAZIONE GARANTITA CONFORME ALLA UNI 11104</li> <li>- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA A COMPRESSIONE: C32/40</li> <li>- CLASSE DI CONSISTENZA SLUMP: S4</li> <li>- CLASSE DI ESPOSIZIONE: XC2</li> <li>- DIMENSIONE MASSIMA DEGLI AGGREGATI: Dmax 32 mm</li> <li>- RAPPORTO A/C MAX: 0,60</li> <li>- CONTENUTO MINIMO DI CEMENTO 300 Kg/mc</li> <li>- COPRIFERRO: 40 mm</li> </ul>
<p>CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONE</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- A PRESTAZIONE GARANTITA CONFORME ALLA UNI 11104</li> <li>- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA A COMPRESSIONE: C32/40</li> <li>- CLASSE DI CONSISTENZA SLUMP: S4</li> <li>- CLASSE DI ESPOSIZIONE: XC2/XF1</li> <li>- DIMENSIONE MASSIMA DEGLI AGGREGATI: Dmax 20 mm</li> <li>- RAPPORTO A/C MAX: 0,60</li> <li>- CONTENUTO MINIMO DI CEMENTO 300 Kg/mc</li> <li>- COPRIFERRO: 40 mm</li> <li>- AGGREGATI CONFORMI ALLA UNI EN 12620 DI ADEGUATA RESISTENZA AL GELO/DISGELO</li> </ul>
<p>ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO IN BARRE</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- TIPO B450C CONTROLLATO IN STABILIMENTO SILDABILE (PROPRIETÀ MECCANICHE SECONDO UNI EN ISO 15630-2/2004)</li> <li>- TENSIONE CARATTERISTICA DI SNERVAMENTO: fyk &gt; 450 MPa</li> <li>- TENSIONE CARATTERISTICA DI ROTTURA: ftk &gt; 540 MPa</li> <li>- 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.</li> </ul>
<p>SPECIFICHE GENERALI</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Controllo di accettazione per il calcestruzzo (D.M. 17/01/2018)</li> <li>- Tutte le caratteristiche sopra indicate per il calcestruzzo devono essere riportate nella bolla di consegna.</li> <li>- E' vietata qualunque aggiunta d'acqua al calcestruzzo in cantiere</li> <li>- Prima di ogni getto avvisare la Direzione Lavori Strutturale</li> <li>- Il getto con temperature dell'aria inferiori a 5°C deve essere autorizzato dalla Direzione Lavori Strutturale</li> <li>- In fase di stagionatura dei getti impedire il dilavamento superficiale dei getti per pioggia o ruscellamento d'acqua</li> <li>- 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</li> </ul>

**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:

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

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

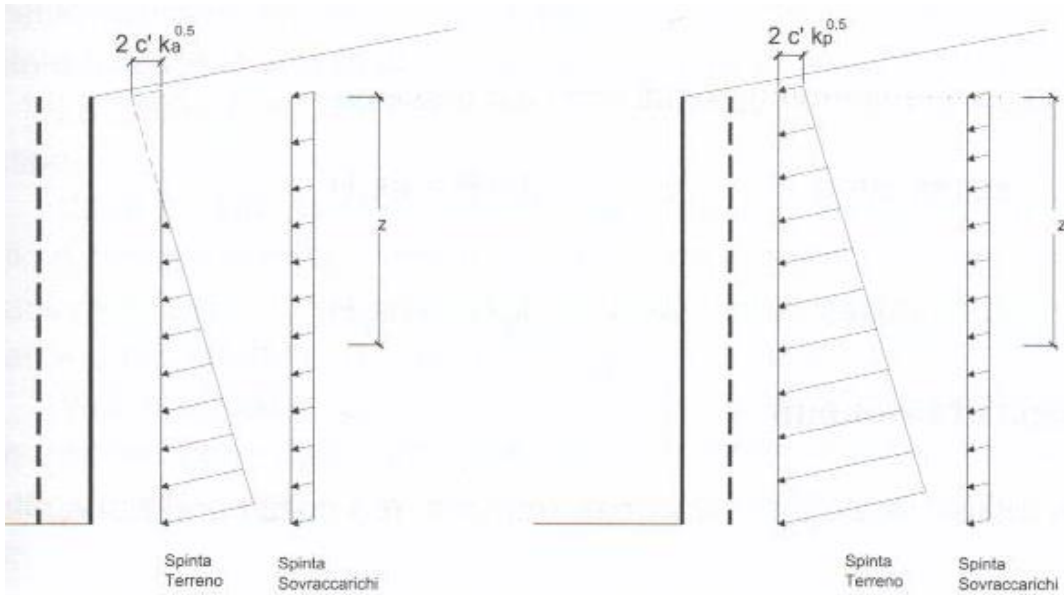


Figura 2-1 Spinta orizzontale in condizioni statiche.

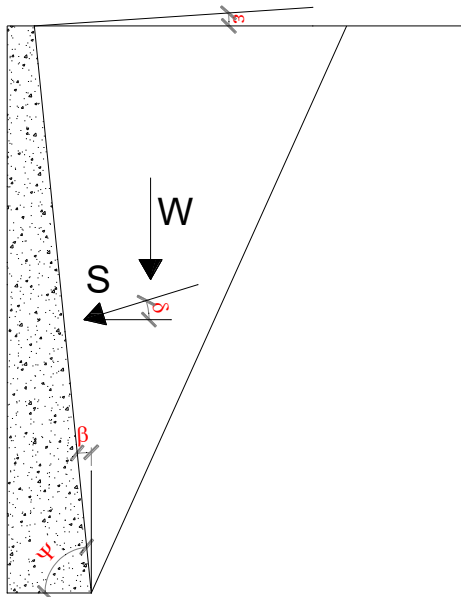


Figura 2-2 Parametri geometrici per il calcolo dei coefficienti di spinta attiva e passiva.

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:

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

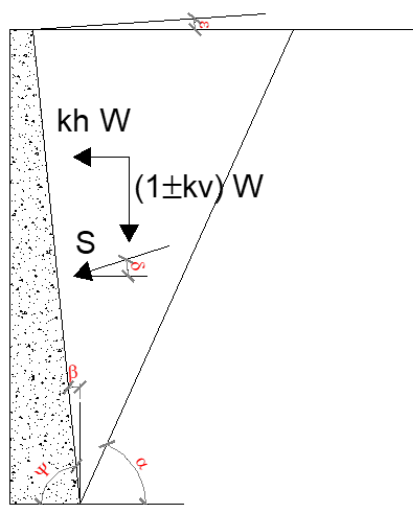


Figura 2-3 Azioni sismiche pseudo-statiche.



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
		$\phi$ [mm]	passo [mm]	$\phi$ [mm]	passo [mm]	
SOLETTA INFERIORE	SUP	24	100	16	200	217
	SUP. Ilstrato	0	0	-	-	
	INF	24	100	16	200	
MURO VERTICALE	INT. MURO	24	100	16	200	231
	EXT. MURO	24	100	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
		$\phi$ [mm]	passo [mm]	$\phi$ [mm]	passo [mm]	
SOLETTA INFERIORE	SUP	24	200	16	200	93
	SUP. Ilstrato	0	0	-	-	
	INF	24	200	16	200	
MURO VERTICALE	INT. MURO	20	200	16	200	148
	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.

#### 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 ( $\sigma_c$ ) e nell'acciaio ( $\sigma_s$ ) 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  $\gamma_R$ , funzione del tipo di palo. Il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  a compressione è ottenuto applicando i fattori di correlazione  $\xi_3$  e  $\xi_4$  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
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

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

**Figura 4 Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche**

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

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

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

**Figura 5 Fattori di correlazione  $\xi$  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 <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	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:

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

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;
- $\tau_i$ : 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;
- $\mu$ : coefficiente di attrito palo-terreno;
- $\sigma'_v$ : tensione verticale efficace litostatica.

I valori dei coefficienti k e  $\mu$  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 $\mu$
	sciolto	denso	
Battuto: Profilato d'acciaio	0.7	1.0	tg20° = 0.36
Tubo d'acciaio chiuso	1.0	2.0	
Calcestruzzo prefabbricato	1.0	2.0	tg (3 $\phi$ /4)
Calcestruzzo gettato in opera	1.0	3.0	
Trivellato	0.5	0.4	tg $\phi$
Trivellato-pressato con elica continua	0.7	0.9	tg $\phi$

**Figura 7 valori di k e  $\mu$  (C. Viggiani, Fondazioni).**

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)

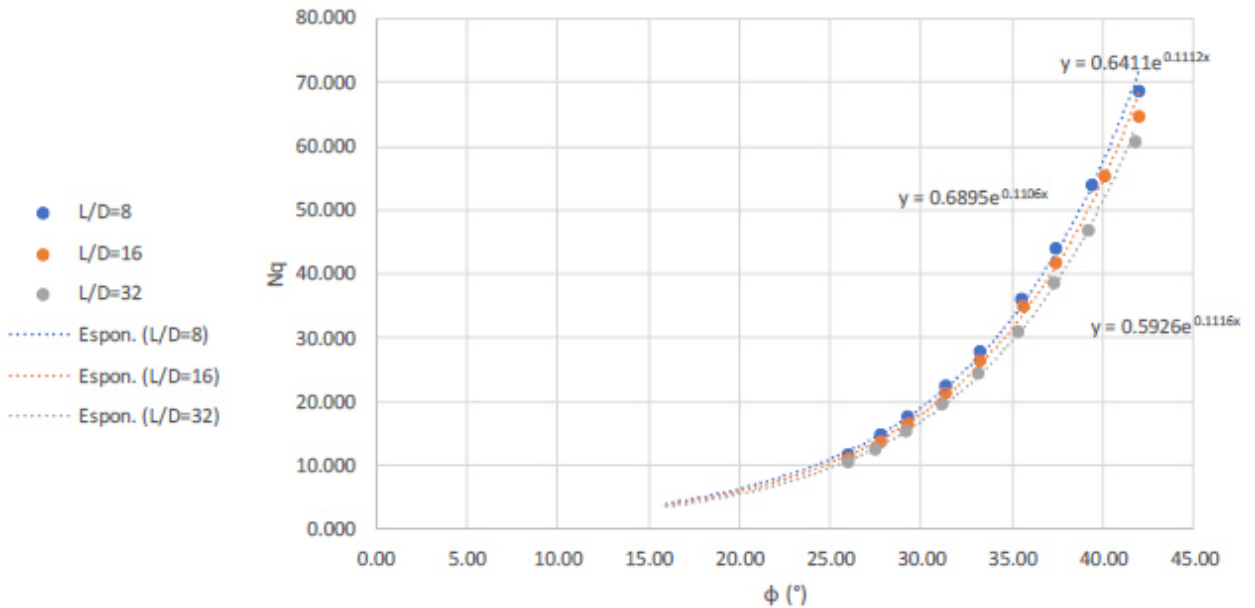


Figura 8 Valori di  $N_q$  ridotto secondo Viggiani (2012)



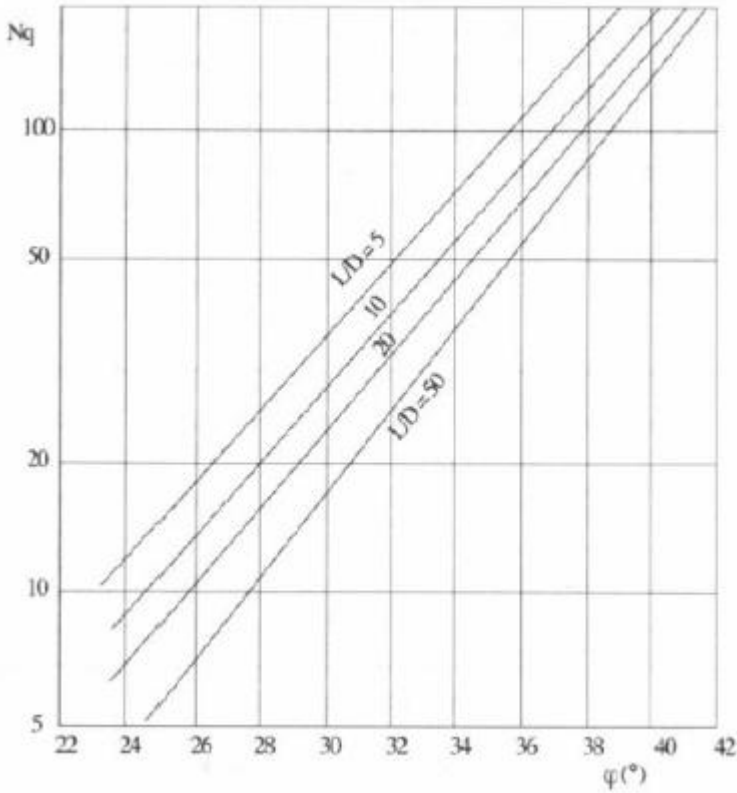


Figura 9 Valori di  $N_q$  secondo Berezantzev (1961)

### 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 :

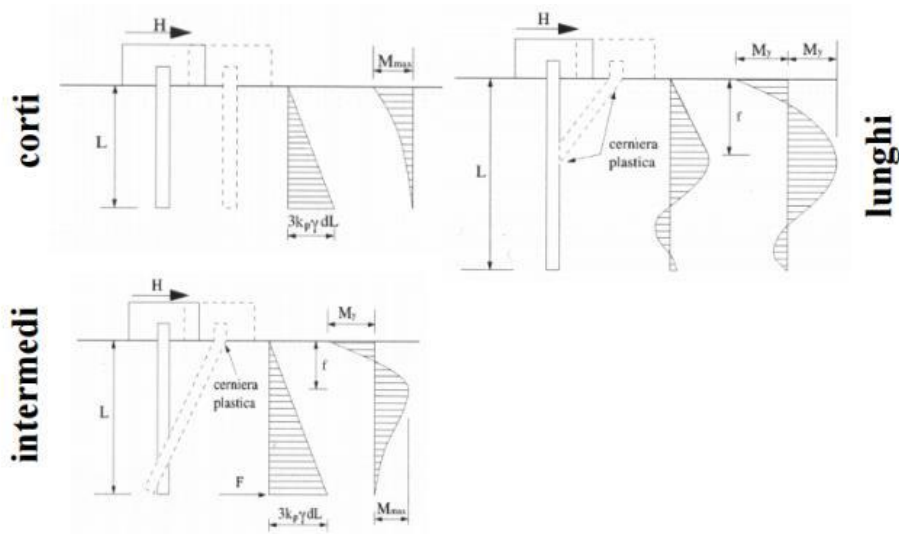
Palo corto: 
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2$$

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;
- $\xi$ : fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate (stessi valori utilizzati per capacità portante verticale);
- $\gamma_T$ : fattore di resistenza laterale secondo la tabella di seguito riportata;

**Coefficiente parziale (R3)**

$$\gamma_T = 1,3$$

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

PROGETTAZIONE ATI:

PROGETTAZIONE ATI:

#### **4 VERIFICHE MURO OS-09**

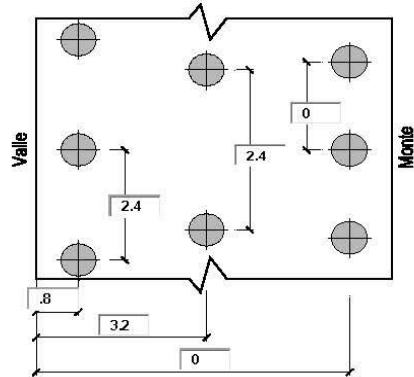
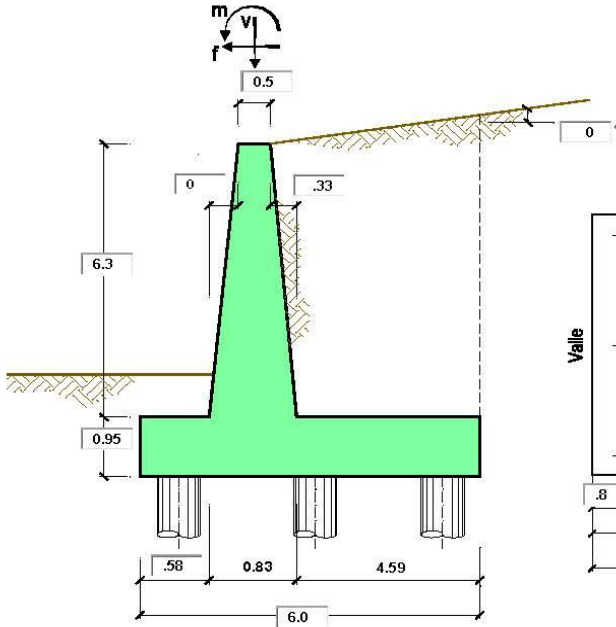
Nel seguito si riportano le verifiche allo SLU statiche e allo SLV sismiche del muro. E le verifiche allo SLE.

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

PROGETTAZIONE ATI:

#### **4.1 TIPO 4 – H = 7.25M - L PALO 14**

PROGETTAZIONE ATI:

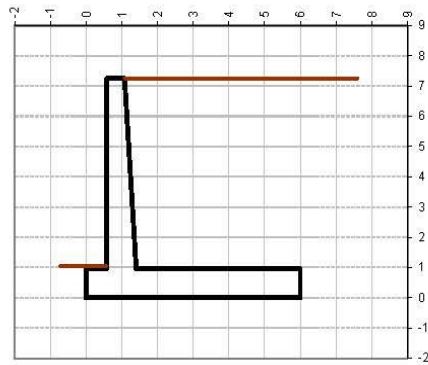


**OPERA** Esempio

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

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

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



Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	$\gamma_0$	1.00	1.00	1.00	1.30
	sfavorevole		1.30	1.00	1.00	1.30
Variabili	favorevole	$\gamma_0$	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.30	1.00	1.50

Parametro	Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito $\tan \phi_k$	$\gamma_\phi$	1.00	1.25	1.00	1.00
peso unità di volume $\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.00	1.00	1.00	1.00



<b>Dati Geotecnici</b>		<b>valori caratteristici</b>		<b>valori di progetto</b>	
		<b>SLE</b>		<b>STR/GEO</b>	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\varphi$	28.00	23.04
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$	21.00	21.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	20.00	16.46

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.233	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.4	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	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 Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	<b>SLE</b>		<b>STR/GEO</b>	
		$k_a$			
Coeff. di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statica	$k_a$	0.320		0.387
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica $sism a +$	$k_{as+}$	0.407		0.485
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica $sism a -$	$k_{as-}$	0.420		0.500

<b>Carichi Agenti</b>		<b>valori caratteristici</b>		<b>valori di progetto</b>	
		<b>SLE - sisma</b>		<b>STR/GEO</b>	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	$q_p$	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 <sup>2</sup> )	$q$	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 $\Psi_1$	0.75	condizione quasi permanente $\Psi_2$	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	$q_s$	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**

**Calcestruzzo**

classe cls		
Rck	40	(MPa)
fck	32	(MPa)
fcm	40	
Ec	33346	(MPa)
$\alpha_{cc}$	0.85	
$\gamma_c$	1.50	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	18.13	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.02	(MPa)

**Tensioni limite (tensioni ammissibili)**

<b>condizioni statiche</b>		
$\sigma_c$	14.4	Mpa
$\sigma_r$	360	Mpa

**condizioni sismiche**

$\sigma_c$	8.5	Mpa
$\sigma_r$	260	Mpa

**Valore limite di apertura delle fessure**

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

**Acciaio**

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

coefficiente omogeneizzazione acciaio  $n = 15$

**Copri ferro** (distanza asse armatura-bordo)

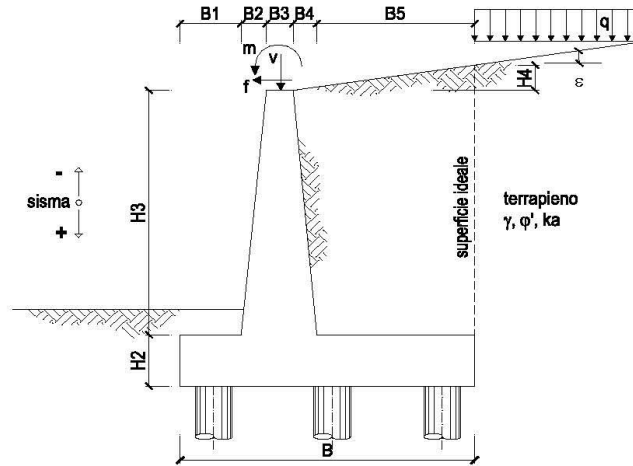
$c = 5.00$  (cm)

**Copri ferro minimo di normativa** (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 3.50$  (cm)

**Interfero tra I e II strato**

$l_{II} = 5.00$  (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 =	0.33	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	B =	6.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.95	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.58	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	4.59	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25.00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

**FORZE VERTICALI**

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	78.75	78.75
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	25.99	25.99
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	142.50	142.50
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4	247.24	247.24

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	607.26	607.26
Pt2 =	$(0.5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2$	21.83	21.83
Sovr =	$q \cdot (B4 + B5)$	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	629.09	629.09

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	98.4	127.92
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	98.4	

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

- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1*(B1+2/3 B2)$	(kN/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2*(B1+B2+0,5*B3)$	(kN/m)	65.36	65.36
Mm3 =	$Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kN/m)	30.93	30.93
Mm4 =	$Pm4*(B/2)$	(kN/m)	427.50	427.50
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4$	(kN/m)	523.79	523.79

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del murc				
Mt1 =	$Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)$	(kN/m)	2249.89	2249.89
Mt2 =	$Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))$	(kN/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)$	(kN/m)	28.38	28.38
Msovr =	$Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kN/m)	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kN/m)	2278.27	2278.27

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del murc				
Sovr acc. Stat	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	348.34	452.84
Sovr acc. Sism	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	348.34	

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm*kh$	(kN/m)		30.65
Ps v =	$Pm*kv$	(kN/m)		15.32

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt*kh$	(kN/m)		77.98
Ptsh =	$Pt*kv$	(kN/m)		38.99

- 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)		40.02
MPs3 h =	$kh*Pm3*(H2+H3/3)$	(kN/m)		9.82
MPs4 h =	$kh*Pm4*(H2/2)$	(kN/m)		8.39
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4$	(kN/m)		58.24

- 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)		4.05
MPs3 v =	$kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kN/m)		1.92
MPs4 v =	$kv*Pm4*(B/2)$	(kN/m)		26.50
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4$	(kN/m)		32.46

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh*Pt1*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)		308.62
MPts2 h =	$kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h =	$kh*Pt3*(H2+H3*2/3)$	(kNm/m)		13.94
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		322.56

- 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)		139.44
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)		2.13
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		141.57

**CONDIZIONE STATICA**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_a$	(kN/m) 176.79	213.86
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_a$	(kN/m) 46.45	73.04

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$S_t \cdot \cos \delta$	(kN/m) 166.13	205.09
Sqh perm =	$S_q \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Sqh acc =	$S_q \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 43.65	70.05

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$S_t \cdot \sin \delta$	(kN/m) 60.47	60.59
Sqv perm =	$S_q \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Sqv acc =	$S_q \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 15.89	20.70

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO
MSt1 =	$S_{th} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4) / 3)$	(kN/m) 401.48	495.64
MSt2 =	$S_{tv} \cdot B$	(kN/m) 362.80	363.56
MSq1 perm =	$S_{qh} \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4) / 2)$	(kN/m) 0.00	0.00
MSq2 perm =	$S_{qv} \text{ perm} \cdot B$	(kN/m) 0.00	0.00
MSq1 acc =	$S_{qh} \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4) / 2)$	(kN/m) 158.22	253.92
MSq2 acc =	$S_{qv} \text{ acc} \cdot B$	(kN/m) 95.32	124.17

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext perm =	$m_p + f_p \cdot (H_3 + H_2) + v_p \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m) 0.00	0.00
Mfext acc (Nmin) =	$m + f \cdot (H_3 + H_2) + v \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m) 0.00	0.00
Mfext acc (Nmax) =	$m + f \cdot (H_3 + H_2) + v \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m) 0.00	0.00

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

N perm =	$P_m + P_t + v_p + S_{tv} + S_{qv} \text{ perm} + S_{qv} \text{ acc}$	(kN/m) 936.79	936.62
N acc min =	$v + S_{qv} \text{ acc}$	(kN/m) 0.00	20.70
N acc max =	$v + S_{qv} \text{ acc} + q \text{ acc}$	(kN/m) 114.29	148.62

Risultante forze orizzontali (T)

T perm =	$S_{th} + S_{qh} \text{ perm} + f_p$	(kN/m) 166.13	205.09
T acc =	$S_{qh} \text{ acc} + f$	(kN/m) 43.65	70.05

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM perm =	$\Sigma M$	(kNm/m) 2763.37	2669.97
MM acc (Nmin) =	$\Sigma M$	(kNm/m) -62.90	-129.75
MM acc (Nmax) =	$\Sigma M$	(kNm/m) 285.43	323.09

**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)	176.79	213.86
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^- \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	61.60	70.26
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)	58.98	70.29

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	166.13	205.09
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	57.88	67.38
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	55.42	67.41

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	60.47	60.59
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	21.07	19.91
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	20.17	19.92

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m)	401.48	495.64
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m)	209.83	244.25
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kN/m)	362.80	363.56
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kN/m)	126.41	119.44
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m)	200.90	244.35
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kN/m)	121.03	119.49

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

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

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

Nmin = $Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	(kN/m)	1032.34	1031.05
Nmax = $Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q \text{ acc}$	(kN/m)	1032.34	1129.45

Risultante forze orizzontali (T)

T = $Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	(kN/m)	388.06	448.50
---	--------	--------	--------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM (Nmin) = $\Sigma M$	(kNm/m)	2393.33	2213.55
MM (Nmax) = $\Sigma M$	(kNm/m)	2741.66	2561.89

**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)	176.79	213.86
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	40.74	45.09
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)	60.93	72.53

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	166.13	205.09
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	38.29	43.24
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	57.25	69.55

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	60.47	60.59
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	13.93	12.77
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	20.84	20.55

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kNm)	401.48	495.64
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kNm)	138.78	156.74
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm)	362.80	363.56
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm)	83.61	76.65
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kNm)	207.54	252.13
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm)	125.03	123.29

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

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

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

Nmin = $Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	(kN/m)	917.25	915.93
Nmax = $Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q \text{ acc}$	(kN/m)	1015.65	1014.33

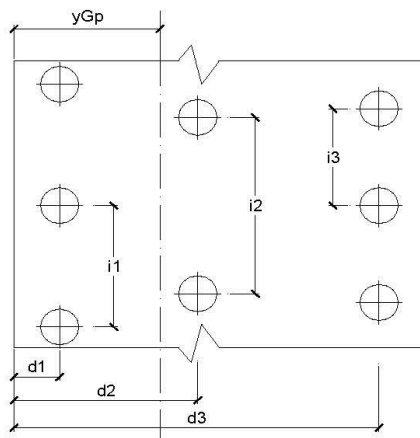
Risultante forze orizzontali (T)

T = $Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	(kN/m)	370.29	426.51
---	--------	--------	--------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM (Nmin) = $\Sigma M$	(kNm/m)	2418.93	2254.29
MM (Nmax) = $\Sigma M$	(kNm/m)	2767.26	2602.63

**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)	0.00	(m)	interasse pali (i3) =	0.00	(m)

Asse Baricentrico della Palificata (yGp) = 2.000 (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	936.92	20.70	-796.14	171.14	205.09	70.05
	Nmax	936.92	148.62	-796.14	-25.85		
sisma+	Nmin	1031.05		-151.44		448.50	
	Nmax	1129.45		-302.98			
sisma-	Nmin	915.93		-422.44		426.51	
	Nmax	1014.33		-573.97			

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]	
statico	Nmin	524.14		1774.13			330.17	
	Nmax	480.64		2124.63				
sisma+	Nmin	1085.82		1388.71			538.21	
	Nmax	1052.36		1658.32				
sisma-	Nmin	676.68		1521.55			511.81	
	Nmax	643.22		1791.17				

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche

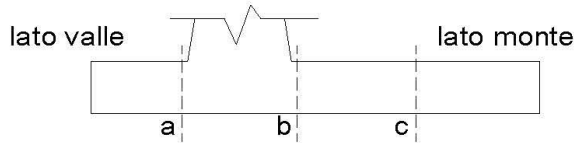
caso	Np				Mp			Tp	
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	
	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Accidentali	
statico	rara		0.00	114.29		62.90	-56.86		43.65
	freq.	936.79	0.00	85.7145563	-889.79	47.18	-42.65	166.13	32.73
	quasi perm		0.00	0.00		0.00	0.00		0.00
sisma+	Nmin	1032.34				-328.64		388.06	
	Nmax	1032.34				-676.98			
sisma-	Nmin	917.25				-584.42		370.29	
	Nmax	1015.65				-735.96			

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]	
	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali
statico	rara		62.90	-62.90				52.38
	freq.	234.36	47.18	2013.94	-47.18		199.36	39.28
	quasi perm		0.00		0.00			0.00
statico	rara		80.28	194.00				52.38
	freq.	234.36	60.21	2013.94	145.50		199.36	39.28
	quasi perm		0.00		0.00			0.00
sisma+	Nmin	910.17		1567.45			465.67	
	Nmax	561.83		1915.79				
sisma-	Nmin	516.28		1685.13			444.35	
	Nmax	482.82		1954.74				

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE



Mensola Lato Valle

$$M_a = \sum N_i \cdot (B1 - d) / i_j - PP \cdot (1 \pm kv) \cdot B1^2 / 2$$

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

$\Sigma$  estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

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

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

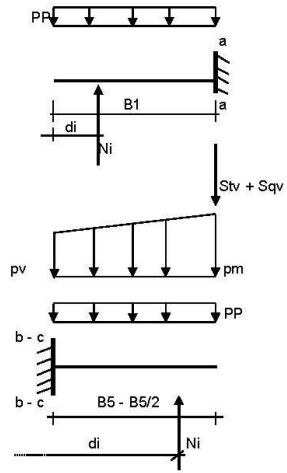
$$V_b = \sum N_i / i_j - [PP \cdot B5 + p_{vb} \cdot B5 + (p_m - p_{vb}) \cdot B5] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv)$$

$$V_c = \sum N_i / i_j - [PP \cdot (B5/2) + p_{vc} \cdot (B5/2) + (p_m - p_{vc}) \cdot (B5/2)] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv)$$

$\Sigma$  estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio	PP	=	23.75	(kN/m <sup>2</sup> )
	p <sub>m</sub>	=	132.30	(kN/m <sup>2</sup> )
	p <sub>vb</sub>	=	132.30	(kN/m <sup>2</sup> )
	p <sub>vc</sub>	=	132.30	(kN/m <sup>2</sup> )

caso	M <sub>a</sub>	V <sub>a</sub>	M <sub>b</sub>	V <sub>b</sub>	M <sub>c</sub>	V <sub>c</sub>
	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	-3.99	-13.78	-693.75	-58.34	-597.52	-439.42
sisma+	-4.24	-14.63	-1170.88	-282.45	-666.88	-480.75
sisma-	-3.75	-12.92	-838.21	-131.81	-601.03	-429.86





**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

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

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

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

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

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

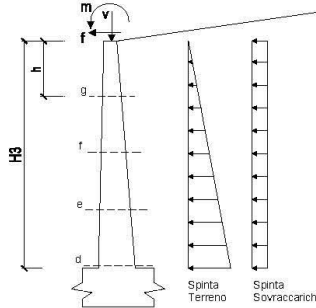
$$V_{t\text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a\text{ orizz.}} \cdot \gamma^2 (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

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

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



**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.30	325.22	191.74	0.00	516.95	0.00	104.74	104.74
e-e	4.73	137.20	107.85	0.00	245.05	0.00	73.68	73.68
f-f	3.15	40.65	47.93	0.00	88.59	0.00	45.87	45.87
g-g	1.58	5.08	11.98	0.00	17.07	0.00	21.31	21.31

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.30	154.86	60.87	0.00	215.73
e-e	4.73	87.11	45.65	0.00	132.76
f-f	3.15	38.72	30.43	0.00	69.15
g-g	1.58	9.68	15.22	0.00	24.90

**condizione sismica +**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.30	325.22	167.12	184.51	0.00	37.51	714.36	0.00	111.23	111.23
e-e	4.73	137.20	70.50	103.79	0.00	20.15	331.64	0.00	78.25	78.25
f-f	3.15	40.65	20.89	46.13	0.00	8.53	116.20	0.00	48.71	48.71
g-g	1.58	5.08	2.61	11.53	0.00	2.03	21.25	0.00	22.63	22.63

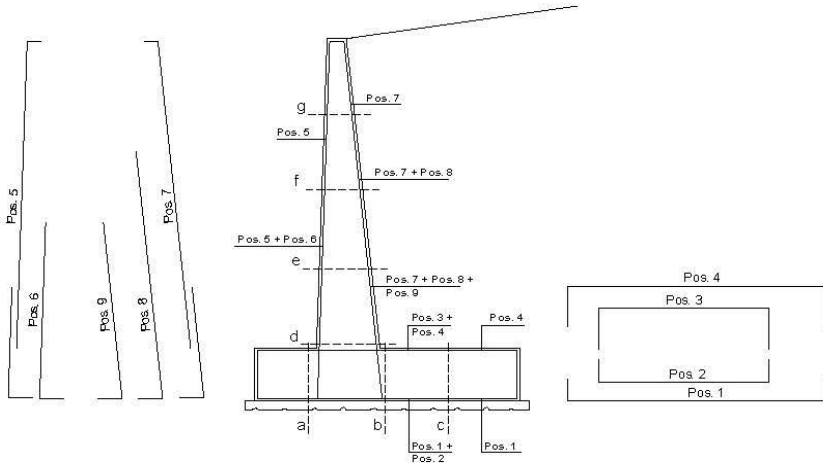
sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.30	154.86	53.05	58.57	0.00	12.98	279.48
e-e	4.73	87.11	29.84	43.93	0.00	9.13	170.02
f-f	3.15	38.72	13.26	29.29	0.00	5.69	86.95
g-g	1.58	9.68	3.32	14.64	0.00	2.64	30.28

**condizione sismica -**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.30	325.22	107.24	190.38	0.00	37.51	660.35	0.00	98.25	98.25
e-e	4.73	137.20	45.24	107.09	0.00	20.15	309.68	0.00	69.11	69.11
f-f	3.15	40.65	13.40	47.60	0.00	8.53	110.19	0.00	43.03	43.03
g-g	1.58	5.08	1.68	11.90	0.00	2.03	20.68	0.00	19.99	19.99

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.30	154.86	34.04	60.44	0.00	12.98	262.33
e-e	4.73	87.11	19.15	45.33	0.00	9.13	160.72
f-f	3.15	38.72	8.51	30.22	0.00	5.69	83.13
g-g	1.58	9.68	2.13	15.11	0.00	2.64	29.56

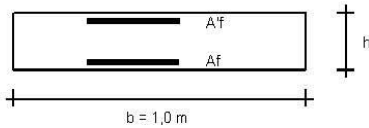
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	10.0	24		5	10.0	24	
2	5.0	24	□	6	0.0	12	□
3	5.0	24	□	7	10.0	24	
4	10.0	24		8	0.0	26	□
				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 <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)	(-)
a - a	-4.24	0.00	0.95	67.86	67.86	2274.46	536.13
b - b	-1170.88	0.00	0.95	67.86	67.86	2274.46	1.94
c - c	-666.88	0.00	0.95	45.24	45.24	1523.04	2.28
d - d	714.36	111.23	0.83	45.24	45.24	1350.96	1.89
e - e	331.64	78.25	0.75	45.24	45.24	1189.73	3.59
f - f	116.20	48.71	0.67	45.24	45.24	1032.18	8.88
g - g	21.25	22.63	0.58	45.24	45.24	877.90	41.31

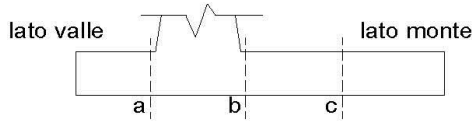
(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>Rd</sub>	Ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)
a - a	14.63	0.95	459.19	10	20	20	21.8	1555.86
b - b	282.45	0.95	459.19	10	20	20	21.8	1555.86
c - c	480.75	0.95	401.14	10	20	20	21.8	1555.86
d - d	279.48	0.83	388.98	10	20	20	21.8	1348.41
e - e	170.02	0.75	364.14	10	20	20	21.8	1205.79
f - f	86.95	0.67	338.88	10	20	20	21.8	1063.17
g - g	30.28	0.58	312.99	10	20	20	21.8	920.55

Armatura a taglio non necessaria  
 Armatura a taglio non necessaria  
 Armatura a taglio non necessaria  
 Sezione verificata  
 Armatura a taglio non necessaria  
 Armatura a taglio non necessaria  
 Armatura a taglio non necessaria  
 Armatura a taglio non necessaria

**VERIFICA A FESSURAZIONE**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**



**Mensola Lato Valle**

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

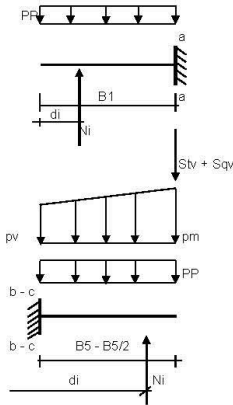
$\Sigma$  estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

**Mensola Lato Monte**

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

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

$\Sigma$  estesa a tutti i pali presenti sulla mensola



Peso Proprio	PP	=	23.75	(kN/m <sup>2</sup> )
	pm	=	132.30	(kN/m <sup>2</sup> )
	pvb	=	132.30	(kN/m <sup>2</sup> )
	pvc	=	132.30	(kN/m <sup>2</sup> )

caso	Ma	Mb	Mc
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
FR	-3.99	-527.42	-586.19
Q.P.	-3.99	-492.23	-586.19

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

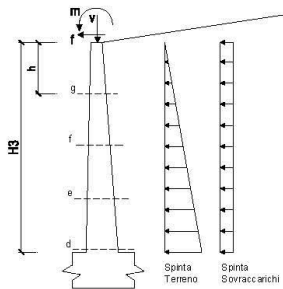
**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{vizz}} \gamma h^2 + hv/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{vizz}} q h^2$$

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

$$N_{ext} = v$$



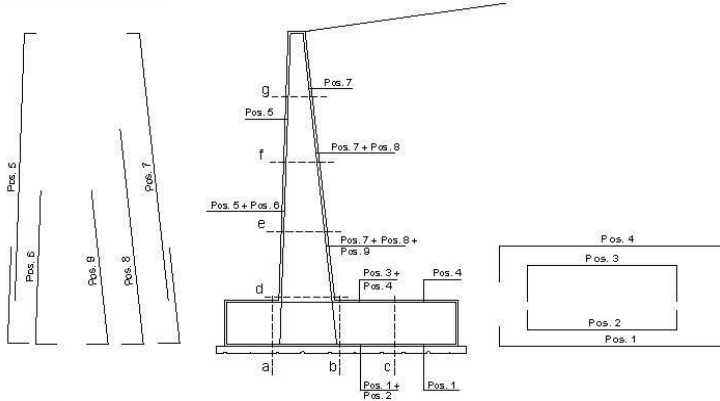
**condizione Frequente**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[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	104.74	104.74
e-e	4.73	111.14	50.40	0.00	161.54	0.00	73.68	73.68
f-f	3.15	32.93	22.40	0.00	55.33	0.00	45.87	45.87
g-g	1.58	4.12	5.60	0.00	9.72	0.00	21.31	21.31

**condizione Quasi Permanente**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[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	104.74	104.74
e-e	4.73	111.14	0.00	0.00	111.14	0.00	73.68	73.68
f-f	3.15	32.93	0.00	0.00	32.93	0.00	45.87	45.87
g-g	1.58	4.12	0.00	0.00	4.12	0.00	21.31	21.31

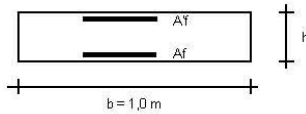
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	10.0	24		5	10.0	24	
2	5.0	24	□	6	0.0	12	□
3	5.0	24	□	7	10.0	24	
4	10.0	24		8	0.0	26	□
				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	Af'	σc	σf	wk	w <sub>lim</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm²)	(cm²)	(N/mm²)	(N/mm²)	(mm)	(mm)
a - a	-3.99	0.00	0.95	67.86	67.86	0.02	0.72	0.000	0.300
b - b	-527.42	0.00	0.95	67.86	67.86	2.86	94.48	0.063	0.300
c - c	-586.19	0.00	0.95	45.24	45.24	3.98	156.64	0.133	0.300
d - d	353.04	104.74	0.83	45.24	45.24	3.10	99.17	0.069	0.300
e - e	161.54	73.68	0.75	45.24	45.24	1.71	49.07	0.034	0.300
f - f	55.33	45.87	0.67	45.24	45.24	0.73	17.55	0.012	0.300
g - g	9.72	21.31	0.58	45.24	45.24	0.17	2.52	0.002	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 <sub>lim</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm²)	(cm²)	(N/mm²)	(N/mm²)	(mm)	(mm)
a - a	-3.99	0.00	0.95	67.86	67.86	0.02	0.72	0.000	0.200
b - b	-492.23	0.00	0.95	67.86	67.86	2.67	88.18	0.057	0.200
c - c	-586.19	0.00	0.95	45.24	45.24	3.98	156.64	0.133	0.200
d - d	263.43	104.74	0.83	45.24	45.24	2.34	71.43	0.049	0.200
e - e	111.14	73.68	0.75	45.24	45.24	1.20	31.57	0.022	0.200
f - f	32.93	45.87	0.67	45.24	45.24	0.45	8.75	0.006	0.200
g - g	4.12	21.31	0.58	45.24	45.24	0.08	0.29	0.000	0.200

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

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kPa]	pl [kPa]	KsD [kPa]	Descrizione
materiale 1	SLE	0.00	0	500	30000	
materiale 2	SLE	0.00	0	500	30000	
materiale 3	SLE	0.00	0	500	30000	
materiale 4	SLE	0.00	0	500	40000	

peso specifico acqua 9.81 [kN/m<sup>3</sup>]

azioni sismiche  $a_g/g$  0.233 (-)  $S_s$  1.4  $k_h$  0.1240 (-)  
 $\beta_s$  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	
materiale 1				materiale 4						<input checked="" type="checkbox"/>	
	x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	101.200	0	101.080	107.250	0	89.230	97.150	0	70.000	90.000
1	98.550	101.200	1	140.000	107.250	1	140.000	100.000	1	140.000	100.000
2	89.230	97.150	2			2			2		
3	81.250	93.850	3			3			3		
4	70.000	93.850	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		

Sovraccarichi

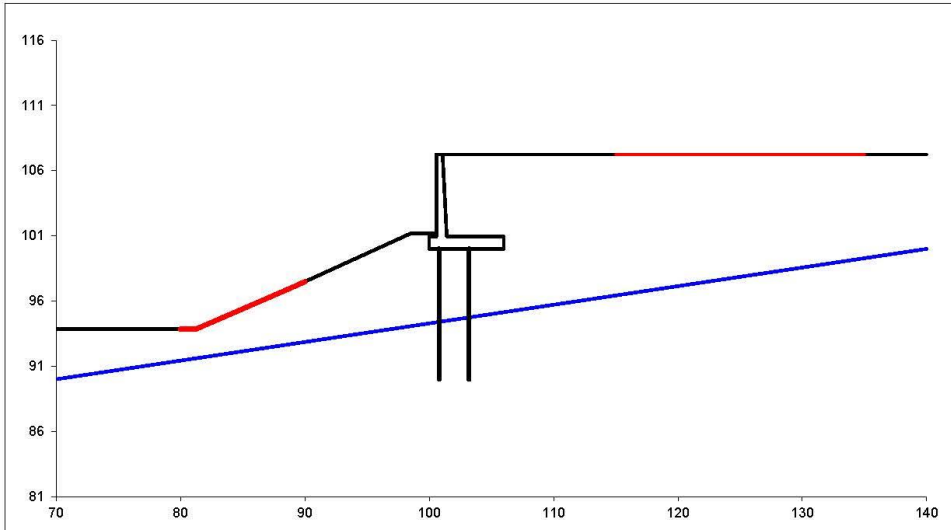
	$x_{in}$	$q_{in}$	$x_{fin}$	$q_{fin}$	% sisma
sovraccarico 1	102	20	110	20	0%
sovraccarico 2					

Limiti ricerca superfici

Xa 80	Xc 115	alfa min 50	# superfici massimo 1331
Xb 90	Xd 135	alfa max 70	
n1 10	n2 10	n alfa 10	

**Caratteristiche dei pali**

Lunghezza pali	10.00	m
Diametro pali	0.80	m
Rigidezza EI	603185.79	kN m <sup>2</sup>
Momento di plasticizzazione	1000.00	kN m
Taglio ultimo pali	750.00	kN



#strisce
30

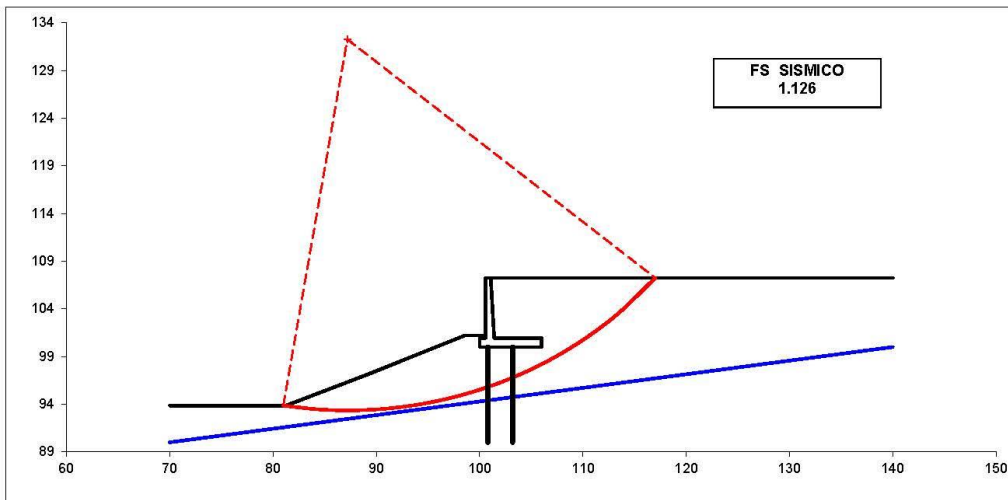
# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	STATICO	1.673
	SISMICO	1.126

Condizione di Carico

SISMICA ▼

# superfici da disegnare

1 ▼



#### **4.1.1 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**

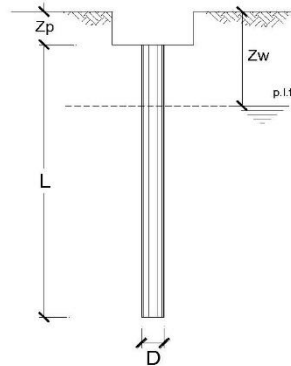
**CANTIERE:**

**OPERA:**

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D):	0.80	(m)	Area del Palo (Ap):	0.503	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>p</sub> ):	2.00	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>ii</sub> ):	2.00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	1	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):	1	(kN)
Numero di strati	3		Lpalo =	14.00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base			
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s, base</sub>	
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
DM88	○	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 <sub>3</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ <sub>4</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Strato		Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
(-)	(m)			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>med</sub> (kPa)	φ <sub>med</sub> (°)	c <sub>u,med</sub> (kPa)
1	2.00		R	21.00	0.0	28.0	
2	8.00		AC <sub>alt</sub>	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	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
(-)	(m)			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>min</sub> (kPa)	φ <sub>min</sub> (°)	c <sub>u,min</sub> (kPa)
1	2.00		R	21.00	0.00	28.00	0.00
2	8.00		AC <sub>alt</sub>	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	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Q <sub>si</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)	Q <sub>si</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)
1	2.00	R	75.1					75.1				
2	8.00	AC <sub>alt</sub>	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**

$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$   
 $N_d = 2.0 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE MEDIA**

base  $R_{b,cal med} = 5326.2 \text{ (kN)}$   
 laterale  $R_{s,cal med} = 1171.1 \text{ (kN)}$   
 totale  $R_{c,cal med} = 6497.3 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE MINIMA**

base  $R_{b,cal min} = 5326.2 \text{ (kN)}$   
 laterale  $R_{s,cal min} = 1171.1 \text{ (kN)}$   
 totale  $R_{c,cal min} = 6497.3 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA**

$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal med}/\xi_3; R_{b,cal min}/\xi_4) = 3133.1 \text{ (kN)}$   
 $R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal med}/\xi_3; R_{s,cal min}/\xi_4) = 688.9 \text{ (kN)}$   
 $R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 3821.9 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$   
 $R_{c,d} = 2919.8 \text{ (kN)}$   
 $F_s = R_{c,d} / N_d$   
 $F_s = 1459.90$



### 4.1.2 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	variabili	$\gamma_G$	$\gamma_R$
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	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	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:**  $H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$

**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/m<sup>3</sup>)

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)

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

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

$FS = H_d / F_d = 1.44$

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

La lunghezza caratteristica  $\lambda$  è stata valutata mediante la seguente espressione:

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

dove:

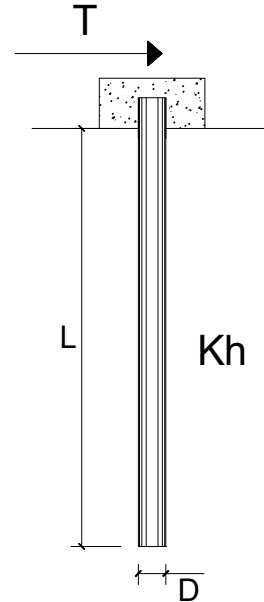
- I: momento di inerzia del palo;
- E: modulo di rigidezza del castruzzo;
- D: diametro del palo;
- $K_h$ : costante di sottofondo.

**PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI**

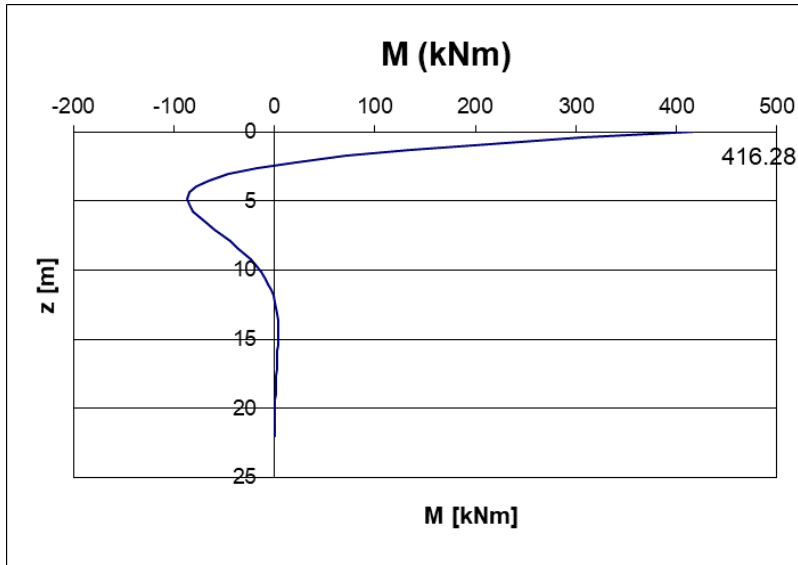
**OPERA:**

**DATI DI INPUT:**

Diametro del palo (D):	0.8	(m)	
Coefficiente di reazione laterale ( $k_h$ ):	35	(N/cm <sup>3</sup> )	
Forza orizzontale agente (T):	270	(kN)	
f <sub>ck</sub> del calcestruzzo:	25.0	(MPa)	
f <sub>cm</sub> del calcestruzzo:	33.0	(MPa)	
E <sub>cls</sub> (E = 22000(f <sub>cm</sub> /10) <sup>0.3</sup> ):	31476	(MPa)	
J (J = $\pi \cdot D^4 / 64$ ):	2010619	(cm <sup>4</sup> )	6.329E+10
$\lambda$ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot EJ / k_h \cdot D)^{1/4}$ ):	308.36	(cm)	



z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm <sup>2</sup> )	(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



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]  
 Copriferro (baric.): 6 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 416.28 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

P.to applicazione N

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

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

B450C C30/37

ε<sub>su</sub>: 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>: 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200'000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 17 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
 ε<sub>syd</sub>: 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 11.5  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>: 0.6933  
 τ<sub>c1</sub>: 2.029

M<sub>xRd</sub>: 1'009 kNm

σ<sub>c</sub>: -17 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>c</sub>: 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub>: 8.662 ‰  
 d: 74 cm  
 x: 21.3 x/d: 0.2878  
 δ: 0.7997

**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

L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso

**Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio**

Taglio agente V<sub>Ed</sub> = 270 kN

Altezza della sezione h = 708.982 mm  
 Copriferro della sezione δ = 67 mm  
 Altezza utile della sezione d = 641.982 mm  
 Diametro delle staffe d<sub>w</sub> = 10 mm  
 Numero di braccia n<sub>w</sub> = 2  
 Area totale staffe A<sub>sw</sub> = 157.00 mm<sup>2</sup>  
 Passo delle staffe s = 200 mm  
 Inclinazione delle staffe α = 90 deg  
 Inclinazione delle bielle compresse θ = 25 deg cot(θ) = 2.15  
 Larghezza minima della sezione b<sub>w</sub> = 708.982 mm  
 Coeff. maggiorativo per sezioni compresse α<sub>c</sub> = 1.2

**Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"** V<sub>Rsd</sub> = 380.6 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<sub>Rcd</sub> = 1328.3 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<sub>Rd</sub> = 380.6 kN  $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

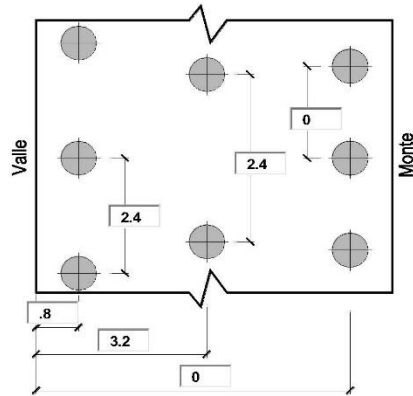
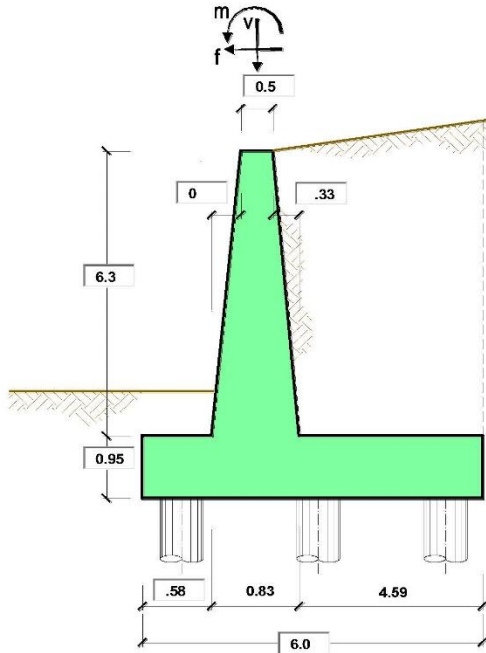
**Esito della verifica** **soddisfatta**

Le verifiche risultano soddisfatte.

PROGETTAZIONE ATI:

#### **4.1.4 TIPO 4 – H = 7.25M - L PALO 14-URTO**

PROGETTAZIONE ATI:

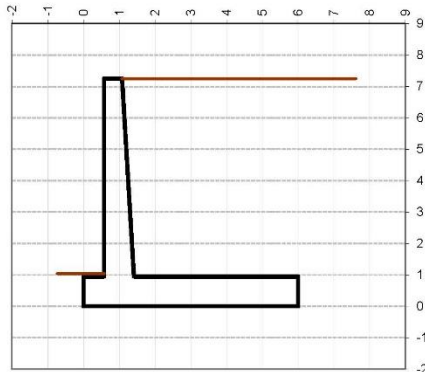


**OPERA** Esempio

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	A1+M1	<input type="radio"/>
	A2+M2	<input type="radio"/>
SLE (DM88)		<input type="radio"/>
altro		<input checked="" type="radio"/>

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	$\gamma_G$	1.00	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	favorevole	$\gamma_Q$	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.30	1.00	1.00

Parametro	Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\gamma_w$	1.00	1.25	1.00	1.00
peso unità di volume	$\gamma_r$	1.00	1.00	1.00	1.00

<b>Dati Geotecnici</b>		<b>valori caratteristici</b>		<b>valori di progetto</b>	
		<b>SLE</b>		<b>STR/GEO</b>	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\varphi$	28.00	28.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$	21.00	21.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	20.00	20.00

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.4	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0.38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0	(-)
	Coefficiente sismico verticale	$k_v$	0.0000	(-)
Muro libero di traslare o ruotare		<input type="radio"/> si	<input checked="" type="radio"/> no	

		<b>SLE</b>		<b>STR/GEO</b>	
Coeff. di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	$k_a$	0.320		0.320
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	$k_{as+}$	0.320		0.320
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	$k_{as-}$	0.320		0.320

<b>Carichi Agenti</b>		<b>valori caratteristici</b>		<b>valori di progetto</b>	
		<b>SLE - sisma</b>		<b>STR/GEO</b>	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	$q_p$	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
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	$m_p$	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	$q$	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	$f$	7.90	7.90
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	$v$	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	$m$	7.90	7.90
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi_1$	0.75	condizione quasi permanente $\Psi_2$	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	$q_s$	0.00	
	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

#### Calcestruzzo

classe cls	C32/40		
Rock	40	(MPa)	
$f_{ck}$	32	(MPa)	
$f_{cm}$	40		
$E_c$	33346	(MPa)	
$\alpha_{cc}$	0.85		
$\gamma_c$	1.50		
$f_{ed} = \alpha_{cc} f_{cm} \gamma_c$	18.13	(MPa)	
$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	3.02	(MPa)	

#### Tensioni limite (tensioni ammissibili)

##### condizioni statiche

$\sigma_c$	14.4	Mpa
$\sigma_t$	360	Mpa

##### condizioni sismiche

$\sigma_c$	8.5	Mpa
$\sigma_t$	260	Mpa

#### Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	$w_{i2}$	0.3	mm
Quasi Permanente	$w_i$	0.2	mm

#### Acciaio

tipo di acciaio	B450C	
$f_{yk} =$	450	(MPa)
$\gamma_s =$	1.15	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30	(MPa)

$E_s = 210000$  (MPa)

$\epsilon_{yk} = 0.19\%$

coefficiente omogeneizzazione acciaio  $n = 15$

#### Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

$c = 5.00$  (cm)

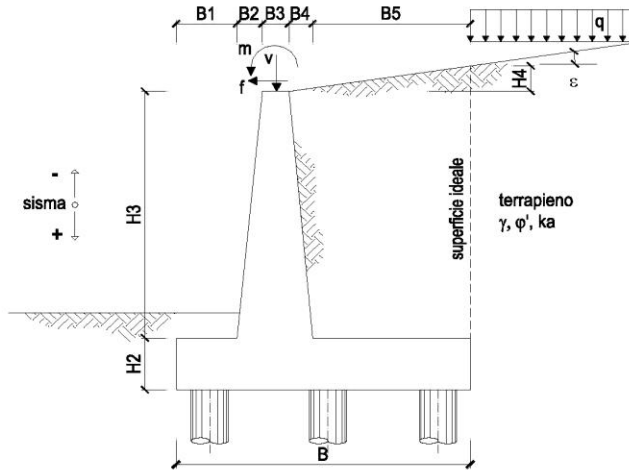
#### Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 3.50$  (cm)

#### Interferro tra i e li strato

$\bar{l}_{li} = 5.00$  (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 =	0.33	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	B =	6.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.95	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.58	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	4.59	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25.00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

**FORZE VERTICALI**

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	78.75	78.75
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	25.99	25.99
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	142.50	142.50
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4	247.24	247.24

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	607.26	607.26
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2$	21.83	21.83
Sovr =	$q \cdot (B4 + B5)$	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	629.09	629.09

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	0	0
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	0	0

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

- Muro (Mm)			
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kN/m)	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kN/m)	65.36
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kN/m)	30.93
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kN/m)	427.50
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4$	(kN/m)	523.79

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro			
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kN/m)	2249.89
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kN/m)	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kN/m)	28.38
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kN/m)	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kN/m)	2278.27

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$\cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00
Sovr acc. Sism	$\cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia del muro (Ps)			
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	0.00
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	0.00

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)			
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	0.00
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	0.00

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

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

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

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

**CONDIZIONE STATICA**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot ka$	(kN/m) 176.79	176.79
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot ka$	(kN/m) 0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot ka$	(kN/m) 0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 166.13	166.13
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 60.47	60.47
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4) / 3)$	(kNm/m) 401.48	401.48
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 362.80	362.80
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4) / 2)$	(kNm/m) 0.00	0.00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4) / 2)$	(kNm/m) 0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext perm =	$mp + fp \cdot (H_3 + H_2) + vp \cdot (B_1 + B_2 + B_3)$	(kNm/m) 0.00	0.00
Mfext acc (Nmin) =	$m + f \cdot (H_3 + H_2) + v \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 65.18	65.18
Mfext acc (Nmax) =	$m + f \cdot (H_3 + H_2) + v \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 65.18	65.18

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

N perm =	$Pm + Pt + vp + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	(kN/m) 936.79	936.79
N acc min =	$v + Sqv \text{ acc}$	(kN/m) 0.00	0.00
N acc max =	$v + Sqv \text{ acc} + q \text{ acc}$	(kN/m) 0.00	0.00

Risultante forze orizzontali (T)

T perm =	$Sth + Sqh \text{ perm} + fp$	(kN/m) 166.13	166.13
T acc =	$Sqh \text{ acc} + f$	(kN/m) 7.90	7.90

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM perm =	$\Sigma M$	(kNm/m) 2763.37	2763.37
MM acc (Nmin) =	$\Sigma M$	(kNm/m) 65.18	65.18
MM acc (Nmax) =	$\Sigma M$	(kNm/m) 65.18	65.18

**CONDIZIONE SISMICA +**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO
- Spinta condizione sismica +			
Sst1 stat =	$0,5 \gamma \cdot (H_2+H_3+H_4) \cdot k_a$	(kN/m) 176.79	176.79
Sst1 sism =	$0,5 \gamma \cdot (1+k_v) \cdot (H_2+H_3+H_4)^2 \cdot k_{as}^- \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1 perm=	$q_p \cdot (H_2+H_3+H_4) \cdot k_{as}^+$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2+H_3+H_4) \cdot k_{as}^+$	(kN/m) 0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica +			
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 166.13	166.13
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica +			
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 60.47	60.47
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO
- Condizione sismica +			
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2+H_3+H_4)/3)$	(kN/m) 401.48	401.48
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2+H_3+H_4)/2)$	(kN/m) 0.00	0.00
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kN/m) 362.80	362.80
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kN/m) 0.00	0.00
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2+H_3+H_4)/2)$	(kN/m) 0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kN/m) 0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 =	$mp+ms$	( kNm/m )	0.00
Mfext2 =	$(fp+fs) \cdot (H_3 + H_2)$	( kNm/m )	0.00
Mfext3 (Nmin) =	$(vp+vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	( kNm/m )	0.00
Mfext3 (Nmax) =	$(vp+vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	( kNm/m )	0.00

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)			
Nmin =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$	(kN/m) 936.79	936.79
Nmax =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv + q \text{ acc}$	(kN/m) 936.79	936.79
Risultante forze orizzontali (T)			
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$	(kN/m) 166.13	166.13
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM (Nmin) =	$\Sigma M$	(kNm/m) 2763.37	2763.37
MM (Nmax) =	$\Sigma M$	(kNm/m) 2763.37	2763.37

**CONDIZIONE SISMICA -**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO
- Spinta condizione sismica -			
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	(kN/m) 176.79	176.79
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m) 0.00	0.00
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) 0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica -			
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 166.13	166.13
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica -			
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 60.47	60.47
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

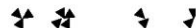
		SLE	STR/GEO
- Condizione sismica -			
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kNm) 401.48	401.48
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kNm) 0.00	0.00
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm) 362.80	362.80
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm) 0.00	0.00
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kNm) 0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm) 0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

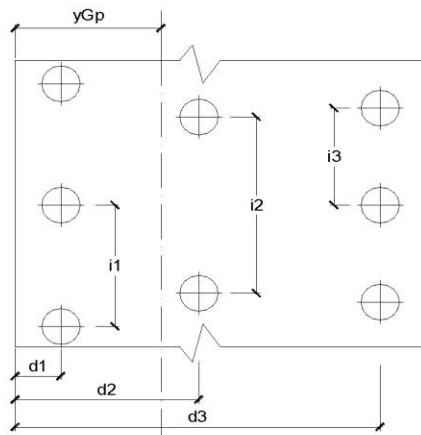
Mfext1 =	$mp+ms$	( kNm/m )	0.00
Mfext2 =	$(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	( kNm/m )	0.00
Mfext3 (Nmin) =	$(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	( kNm/m )	0.00
Mfext3 (Nmax) =	$(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	( kNm/m )	0.00

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)			
Nmin =	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	(kN/m) 936.79	936.79
Nmax =	$Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q \text{ acc}$	(kN/m) 936.79	936.79
Risultante forze orizzontali (T)			
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	(kN/m) 166.13	166.13
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM (Nmin) =	$\Sigma M$	(kNm/m) 2763.37	2763.37
MM (Nmax) =	$\Sigma M$	(kNm/m) 2763.37	2763.37



**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)	0.00	(m)	interasse pali (i3) =	0.00	(m)

Asse Baricentrico della Palificata (yGp) = 2.000 (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	936.79	0.00	-889.79	-65.18	166.13	7.90
	Nmax	936.79	0.00	-889.79	-65.18		
sisma+	Nmin	936.79		-889.79		166.13	
	Nmax	936.79		-889.79			
sisma-	Nmin	936.79		-889.79		166.13	
	Nmax	936.79		-889.79			

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	169.18		2079.11				208.84	
	Nmax	169.18		2079.11					
sisma+	Nmin	234.36		2013.94				199.36	
	Nmax	234.36		2013.94					
sisma-	Nmin	234.36		2013.94				199.36	
	Nmax	234.36		2013.94					

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	0.00		-65.18	-65.18		7.90
	freq.	936.79	0.00	0	-889.79	-48.88	-48.88	166.13	5.93
	quasi perm		0.00	0.00		0.00	0.00		0.00
sisma+	Nmin		936.79			-889.79		166.13	
	Nmax		936.79			-889.79			
sisma-	Nmin		936.79			-889.79		166.13	
	Nmax		936.79			-889.79			

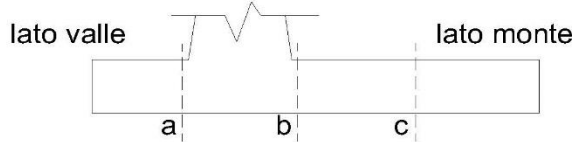
Sollecitazioni sui pali SLE/ caratteristiche

caso		N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	rara		-65.18		65.18				9.48
	freq.	234.36	-48.88	2013.94	-48.88			199.36	7.11
	quasi perm		0.00		0.00				0.00
statico	rara		-65.18		65.18				9.48
	freq.	234.36	-48.88	2013.94	-48.88			199.36	7.11
	quasi perm		0.00		0.00				0.00
sisma+	Nmin	234.36		2013.94				199.36	
	Nmax	234.36		2013.94					
sisma-	Nmin	234.36		2013.94				199.36	
	Nmax	234.36		2013.94					



Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE



Mensola Lato Valle

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

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

$\Sigma$  estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

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

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

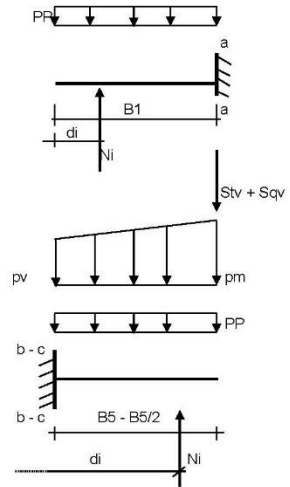
$$V_b = \sum N_i / i_i - [PP \cdot B_5 + p_{vb} \cdot B_5 + (p_m - p_{vb}) \cdot B_5 / 2] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v)$$

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

$\Sigma$  estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio	PP	=	23.75	(kN/m <sup>2</sup> )
	pm	=	132.30	(kN/m <sup>2</sup> )
	pvb	=	132.30	(kN/m <sup>2</sup> )
	pvc	=	132.30	(kN/m <sup>2</sup> )

caso	Ma [kNm/m]	Va [kN/m]	Mb [kNm/m]	Vb [kN/m]	Mc [kNm/m]	Vc [kN/m]
statico	-3.99	-13.78	-370.71	89.56	-549.73	-418.60
sisma+	-3.99	-13.78	-419.32	62.41	-549.73	-418.60
sisma-	-3.99	-13.78	-419.32	62.41	-549.73	-418.60



**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

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

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

$$M_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp\ inerzia} = \Sigma P m_i \cdot (1 \pm kv)$$

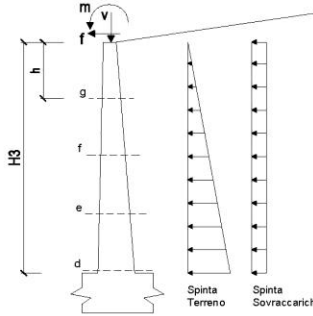
$$V_{t\ stat} = \frac{1}{2} K_{a\ orizz.} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot kh$$



**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.30	263.43	0.00	57.67	321.10	0.00	104.74	104.74
e-e	4.73	111.14	0.00	45.23	156.36	0.00	73.68	73.68
f-f	3.15	32.93	0.00	32.79	65.71	0.00	45.87	45.87
g-g	1.58	4.12	0.00	20.34	24.46	0.00	21.31	21.31

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.30	125.44	0.00	7.90	133.34
e-e	4.73	70.56	0.00	7.90	78.46
f-f	3.15	31.36	0.00	7.90	39.26
g-g	1.58	7.84	0.00	7.90	15.74

**condizione sismica +**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	M <sub>q</sub>	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>ppinerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/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	0.00	0.00	263.43	0.00	104.74	104.74
e-e	4.73	111.14	0.00	0.00	0.00	0.00	111.14	0.00	73.68	73.68
f-f	3.15	32.93	0.00	0.00	0.00	0.00	32.93	0.00	45.87	45.87
g-g	1.58	4.12	0.00	0.00	0.00	0.00	4.12	0.00	21.31	21.31

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	V <sub>q</sub>	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.30	125.44	0.00	0.00	0.00	0.00	125.44
e-e	4.73	70.56	0.00	0.00	0.00	0.00	70.56
f-f	3.15	31.36	0.00	0.00	0.00	0.00	31.36
g-g	1.58	7.84	0.00	0.00	0.00	0.00	7.84

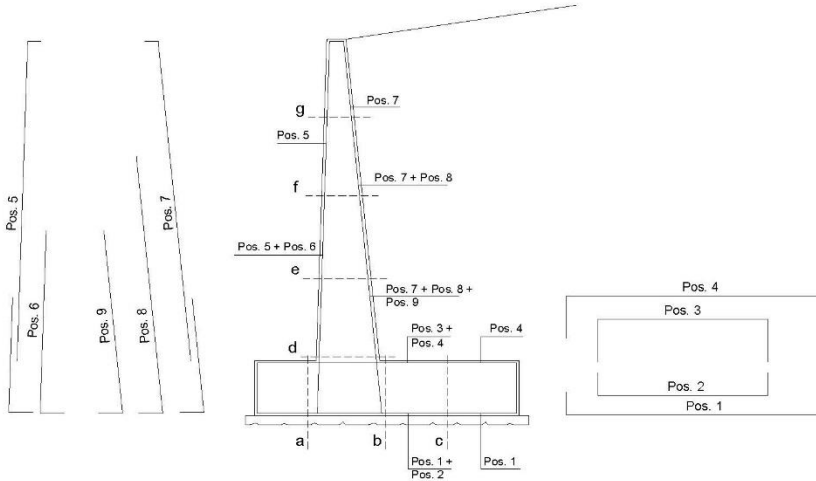
**condizione sismica -**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	M <sub>q</sub>	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>ppinerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/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	0.00	0.00	263.43	0.00	104.74	104.74
e-e	4.73	111.14	0.00	0.00	0.00	0.00	111.14	0.00	73.68	73.68
f-f	3.15	32.93	0.00	0.00	0.00	0.00	32.93	0.00	45.87	45.87
g-g	1.58	4.12	0.00	0.00	0.00	0.00	4.12	0.00	21.31	21.31

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	V <sub>q</sub>	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.30	125.44	0.00	0.00	0.00	0.00	125.44
e-e	4.73	70.56	0.00	0.00	0.00	0.00	70.56
f-f	3.15	31.36	0.00	0.00	0.00	0.00	31.36
g-g	1.58	7.84	0.00	0.00	0.00	0.00	7.84



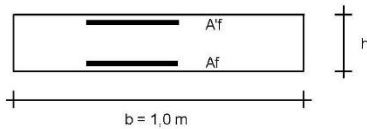
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	10.0	24		5	10.0	24	
2	5.0	24	□	6	0.0	12	□
3	5.0	24	□	7	10.0	24	
4	10.0	24		8	0.0	26	□
				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

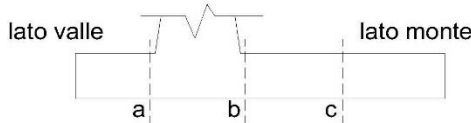
Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu	Mu/M
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)	(-)
a - a	-3.99	0.00	0.95	67.86	67.86	2274.46	569.36
b - b	-419.32	0.00	0.95	67.86	67.86	2274.46	5.42
c - c	-549.73	0.00	0.95	45.24	45.24	1523.04	2.77
d - d	321.10	104.74	0.83	45.24	45.24	1348.61	4.20
e - e	156.36	73.68	0.75	45.24	45.24	1188.26	7.60
f - f	65.71	45.87	0.67	45.24	45.24	1031.39	15.70
g - g	24.46	21.31	0.58	45.24	45.24	877.58	35.88

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

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	13.78	0.95	459.19	10	20	20	21.8	1555.86	Armatura a taglio non necessaria
b - b	89.56	0.95	459.19	10	20	20	21.8	1555.86	Armatura a taglio non necessaria
c - c	418.60	0.95	401.14	10	20	20	21.8	1555.86	Sezione verificata
d - d	133.34	0.83	388.07	10	20	20	21.8	1348.41	Armatura a taglio non necessaria
e - e	78.46	0.75	363.50	10	20	20	21.8	1205.79	Armatura a taglio non necessaria
f - f	39.26	0.67	338.48	10	20	20	21.8	1063.17	Armatura a taglio non necessaria
g - g	15.74	0.58	312.81	10	20	20	21.8	920.55	Armatura a taglio non necessaria

**VERIFICA A FESSURAZIONE**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**



**Mensola Lato Valle**

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

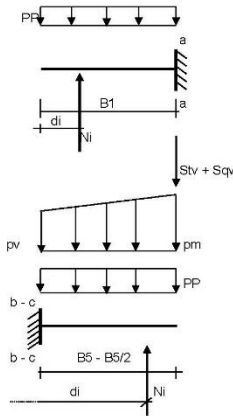
Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

**Mensola Lato Monte**

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

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

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola



Peso Proprio	PP	=	23.75	(kN/m <sup>2</sup> )
	p <sub>m</sub>	=	132.30	(kN/m <sup>2</sup> )
	p <sub>vb</sub>	=	132.30	(kN/m <sup>2</sup> )
	p <sub>vc</sub>	=	132.30	(kN/m <sup>2</sup> )

caso	M <sub>a</sub>	M <sub>b</sub>	M <sub>c</sub>
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
FR	-3.99	-382.86	-549.73
Q.P.	-3.99	-419.32	-549.73

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

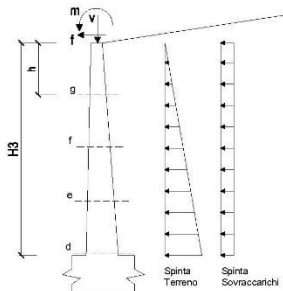
**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a, \text{sozz}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h / 3$$

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

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

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



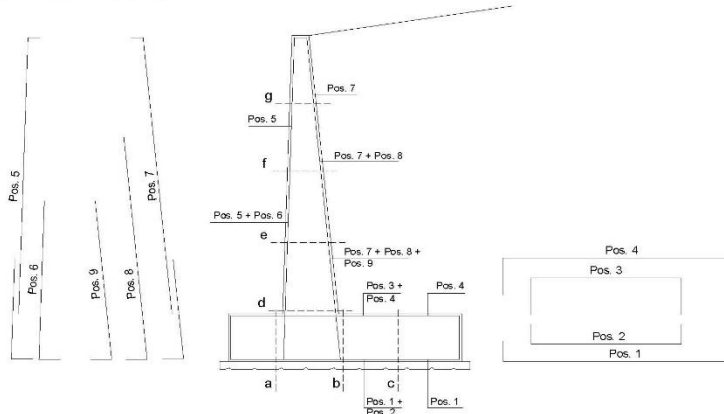
**condizione Frequente**

sezione	h	M <sub>t</sub>	M <sub>q</sub>	M <sub>est</sub>	M <sub>est</sub>	N <sub>est</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>est</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.30	263.43	0.00	43.25	306.69	0.00	104.74	104.74
e-e	4.73	111.14	0.00	33.92	145.06	0.00	73.68	73.68
f-f	3.15	32.93	0.00	24.59	57.52	0.00	45.87	45.87
g-g	1.58	4.12	0.00	15.26	19.37	0.00	21.31	21.31

**condizione Quasi Permanente**

sezione	h	M <sub>t</sub>	M <sub>q</sub>	M <sub>est</sub>	M <sub>est</sub>	N <sub>est</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>est</sub>
	[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	104.74	104.74
e-e	4.73	111.14	0.00	0.00	111.14	0.00	73.68	73.68
f-f	3.15	32.93	0.00	0.00	32.93	0.00	45.87	45.87
g-g	1.58	4.12	0.00	0.00	4.12	0.00	21.31	21.31

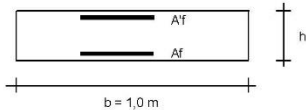
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	10.0	24		5	10.0	24	
2	5.0	24	□	6	0.0	12	□
3	5.0	24	□	7	10.0	24	
4	10.0	24		8	0.0	26	□
				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	A'f	σc	σf	wk	W <sub>amm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	-3.99	0.00	0.95	67.86	67.86	0.02	0.72	0.000	0.300
b - b	-382.86	0.00	0.95	67.86	67.86	2.08	68.69	0.040	0.300
c - c	-549.73	0.00	0.95	45.24	45.24	3.73	146.90	0.122	0.300
d - d	306.69	104.74	0.83	45.24	45.24	2.70	84.82	0.059	0.300
e - e	145.06	73.68	0.75	45.24	45.24	1.54	43.34	0.030	0.300
f - f	57.52	45.87	0.67	45.24	45.24	0.76	18.41	0.013	0.300
g - g	19.37	21.31	0.58	45.24	45.24	0.32	6.90	0.005	0.300

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

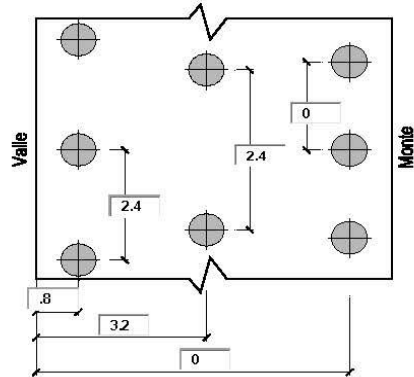
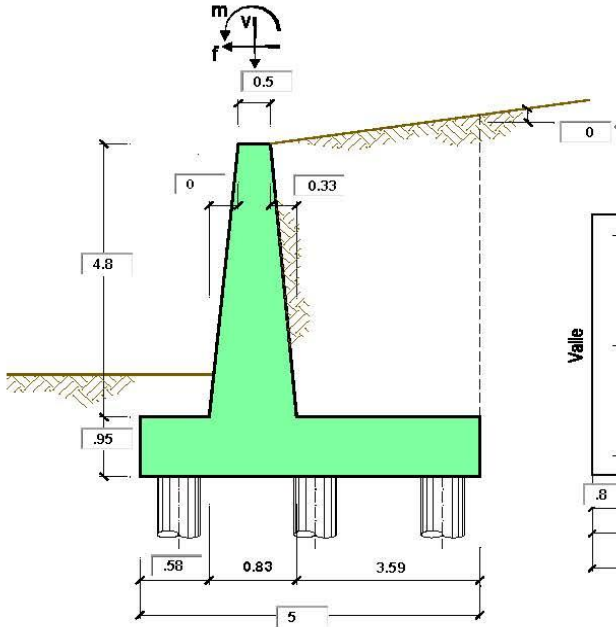
condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	W <sub>amm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	-3.99	0.00	0.95	67.86	67.86	0.02	0.72	0.000	0.200
b - b	-419.32	0.00	0.95	67.86	67.86	2.27	75.12	0.044	0.200
c - c	-549.73	0.00	0.95	45.24	45.24	3.73	146.90	0.122	0.200
d - d	263.43	104.74	0.83	45.24	45.24	2.34	71.43	0.049	0.200
e - e	111.14	73.68	0.75	45.24	45.24	1.20	31.57	0.022	0.200
f - f	32.93	45.87	0.67	45.24	45.24	0.45	8.75	0.006	0.200
g - g	4.12	21.31	0.58	45.24	45.24	0.08	0.29	0.000	0.200

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

## 4.2 TIPO 3 – H = 5.75M - L PALO 14

PROGETTAZIONE ATI:

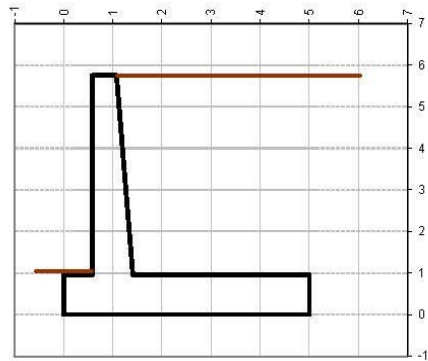


**OPERA** Esempio

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	A1+M1	○
	A2+M2	●
SLE (DMBS)		○
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	$\gamma_0$	1.00	1.00	1.00	1.30
	sfavorevole		1.30	1.00	1.00	1.30
Variabili	favorevole	$\gamma_0$	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.30	1.00	1.50

Parametro	Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito $\tan \phi_k$	$\gamma_\phi$	1.00	1.25	1.00	1.00
peso unità di volume $\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.00	1.00	1.00	1.00

<b>Dati Geotecnici</b>		<b>valori caratteristici</b>		<b>valori di progetto</b>	
		<b>SLE</b>		<b>STR/GEO</b>	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\varphi$	28.00	23.04
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m³)	$\gamma$	21.00	21.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	20.00	16.46

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.233	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.4	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	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		

		<b>SLE</b>		<b>STR/GEO</b>	
		Coeff. di Spinta Attiva Statico	$k_a$	0.320	
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica $sism a +$	$k_{as+}$	0.407		0.485	
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica $sism a -$	$k_{as-}$	0.420		0.500	

<b>Carichi Agenti</b>		<b>valori caratteristici</b>		<b>valori di progetto</b>	
		<b>SLE - sisma</b>		<b>STR/GEO</b>	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m²)	$q_p$	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/m²)	$q$	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 $\Psi_1$		0.75	condizione quasi permanente $\Psi_2$	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m²)	$q_s$	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**

**Calcestruzzo**

classe cls		
Rck	40	(MPa)
fck	32	(MPa)
fcm	40	
Ec	33346	(MPa)
$\alpha_{cc}$	0.85	
$\gamma_c$	1.50	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	18.13	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.02	(MPa)

**Tensioni limite (tensioni ammissibili)**

<b>condizioni statiche</b>		
$\sigma_c$	14.4	Mpa
$\sigma_r$	360	Mpa

**condizioni sismiche**

$\sigma_c$	8.5	Mpa
$\sigma_r$	260	Mpa

**Valore limite di apertura delle fessure**

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

**Acciaio**

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

coefficiente omogeneizzazione acciaio  $n = 15$

**Copriferro** (distanza asse armatura-bordo)

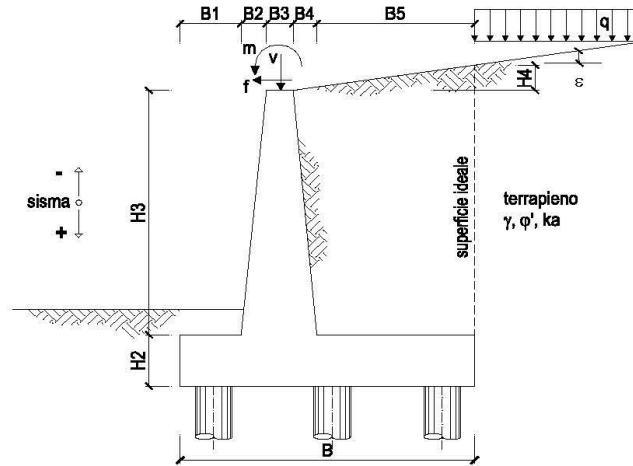
$c = 5.00$  (cm)

**Copriferro minimo di normativa** (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 3.50$  (cm)

**Interferro tra I e II strato**

$l_{II} = 5.00$  (cm)



**OPERA** Esempio

**DATI DI PROGETTO:**

**Geometria del Muro**

Elevazione	H3 =	4.80	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.50	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.33	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	B =	5.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.95	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.58	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	3.59	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25.00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

**FORZE VERTICALI**

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	60.00	60.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	19.80	19.80
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	118.75	118.75
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4	198.55	198.55

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	361.87	361.87
Pt2 =	$(0.5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2$	16.63	16.63
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	378.50	378.50

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del murc

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	78.4	101.92
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	78.4	

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

- Muro (Mm)

Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0.5 \cdot B3)$	49.80	49.80
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	23.56	23.56
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	296.88	296.88
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4	370.24	370.24

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

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0.5 \cdot B5)$	1159.80	1159.80
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	21.62	21.62
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	0.00	0.00



Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kN/m)	1181.42	1181.42
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del murc				
Sovr acc. Stat	$\gamma(B1+B2+B3+1/2\gamma(B4+B5))$	(kNm/m)	238.34	309.84
Sovr acc. Sism	$\gamma(B1+B2+B3+1/2\gamma(B4+B5))$	(kNm/m)	238.34	
<b>INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO</b>				
- Inerzia del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		24.61
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		12.31
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		46.92
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		23.46
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm \cdot 1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kN/m)		0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm \cdot 2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kN/m)		24.92
MPs3 h =	$kh \cdot Pm \cdot 3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kN/m)		6.26
MPs4 h =	$kh \cdot Pm \cdot 4 \cdot (H2/2)$	(kN/m)		6.99
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4$	(kN/m)		38.17
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm \cdot 1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kN/m)		0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm \cdot 2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kN/m)		3.09
MPs3 v =	$kv \cdot Pm \cdot 3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kN/m)		1.46
MPs4 v =	$kv \cdot Pm \cdot 4 \cdot (B/2)$	(kN/m)		18.40
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4$	(kN/m)		22.95
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt \cdot 1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		150.27
MPts2 h =	$kh \cdot Pt \cdot 2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt \cdot 3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		8.56
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		158.82
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt \cdot 1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		71.88
MPts2 v =	$kv \cdot Pt \cdot 2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt \cdot 3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		1.62
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		73.51



**CONDIZIONE STATICA**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO
St =	$0,5 \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_a$	(kN/m) 111.20	134.52
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_a$	(kN/m) 36.84	57.93

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$S_t \cdot \cos \delta$	(kN/m) 104.50	129.01
Sqh perm =	$S_q \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Sqh acc =	$S_q \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 34.62	55.56

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$S_t \cdot \sin \delta$	(kN/m) 38.03	38.11
Sqv perm =	$S_q \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Sqv acc =	$S_q \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 12.60	16.41

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO
MSt1 =	$S_{th} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4) / 3)$	(kN/m) 200.29	247.26
MSt2 =	$S_{tv} \cdot B$	(kN/m) 190.17	190.57
MSq1 perm =	$S_{qh} \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4) / 2)$	(kN/m) 0.00	0.00
MSq2 perm =	$S_{qv} \text{ perm} \cdot B$	(kN/m) 0.00	0.00
MSq1 acc =	$S_{qh} \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4) / 2)$	(kN/m) 99.52	159.72
MSq2 acc =	$S_{qv} \text{ acc} \cdot B$	(kN/m) 63.00	82.07

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext perm =	$mp + fp \cdot (H_3 + H_2) + vp \cdot (B_1 + B_2 + B_3)$	(kNm/m) 0.00	0.00
Mfext acc (Nmin) =	$m + f \cdot (H_3 + H_2) + v \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 0.00	0.00
Mfext acc (Nmax) =	$m + f \cdot (H_3 + H_2) + v \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 0.00	0.00

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

N perm =	$P_m + P_t + vp + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	(kN/m) 615.09	615.17
N acc min =	$v + Sqv \text{ acc}$	(kN/m) 0.00	16.41
N acc max =	$v + Sqv \text{ acc} + q \text{ acc}$	(kN/m) 91.00	118.33

Risultante forze orizzontali (T)

T perm =	$S_{th} + S_{qh} \text{ perm} + fp$	(kN/m) 104.50	129.01
T acc =	$S_{qh} \text{ acc} + f$	(kN/m) 34.62	55.56

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM perm =	$\Sigma M$	(kNm/m) 1541.54	1494.97
MM acc (Nmin) =	$\Sigma M$	(kNm/m) -36.53	-77.65
MM acc (Nmax) =	$\Sigma M$	(kNm/m) 201.81	232.18

**CONDIZIONE SISMICA +**
**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO
- Spinta condizione sismica +			
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	(kN/m) 111.20	134.52
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^- \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m) 38.75	44.19
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) 46.77	55.75
- Componente orizzontale condizione sismica +			
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos\delta$	(kN/m) 104.50	129.01
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos\delta$	(kN/m) 36.41	42.38
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos\delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos\delta$	(kN/m) 43.95	53.46
- Componente verticale condizione sismica +			
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin\delta$	(kN/m) 38.03	38.11
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin\delta$	(kN/m) 13.25	12.52
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin\delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin\delta$	(kN/m) 16.00	15.79

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO
- Condizione sismica +			
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m) 200.29	247.26
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m) 104.68	121.85
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kN/m) 190.17	190.57
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kN/m) 66.26	62.61
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m) 126.37	153.70
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kN/m) 79.99	78.97

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

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

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)			
Nmin =	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	(kN/m) 680.10	679.25
Nmax =	$Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q \text{ acc}$	(kN/m) 680.10	757.65
Risultante forze orizzontali (T)			
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	(kN/m) 256.39	296.38
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM (Nmin) =	$\Sigma M$	(kNm/m) 1356.21	1260.46
MM (Nmax) =	$\Sigma M$	(kNm/m) 1594.54	1498.80

**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)	111.20	134.52
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot kas - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	25.63	28.36
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)	48.32	57.52

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	104.50	129.01
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	24.08	27.20
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	45.41	55.16

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	38.03	38.11
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	8.77	8.04
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	16.53	16.30

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kNm)	200.29	247.26
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kNm)	69.24	78.19
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm)	190.17	190.57
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm)	43.83	40.18
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kNm)	130.55	158.59
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm)	82.64	81.49

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

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

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

Nmin = $Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	(kN/m)	604.62	603.74
Nmax = $Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q \text{ acc}$	(kN/m)	683.02	682.14

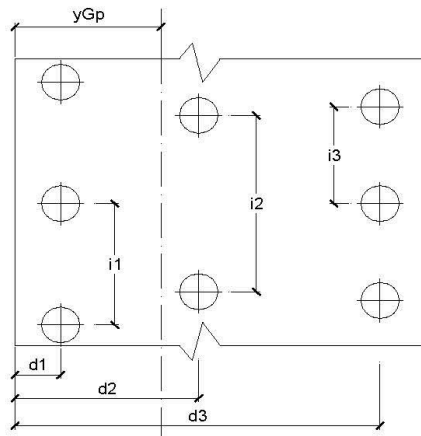
Risultante forze orizzontali (T)

T = $Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	(kN/m)	245.52	282.89
---	--------	--------	--------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM (Nmin) = $\Sigma M$	(kNm/m)	1367.68	1279.31
MM (Nmax) = $\Sigma M$	(kNm/m)	1606.02	1517.65

**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)	0.00	(m)	interasse pali (i3) =	0.00	(m)

Asse Baricentrico della Palificata (yGp) = 2.000 (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	615.17	16.41	-264.63	110.48	129.01	55.56
	Nmax	615.17	118.33	-264.63	4.48		
sisma+	Nmin	679.25		98.04		296.38	
	Nmax	757.65		16.50			
sisma-	Nmin	603.74		-71.84		282.89	
	Nmax	682.14		-153.37			

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	603.75		912.05				221.47
	Nmax	620.05		1140.35				
sisma+	Nmin	913.14		717.06				355.65
	Nmax	925.68		892.68				
sisma-	Nmin	652.65		796.32				339.47
	Nmax	665.19		971.94				

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche

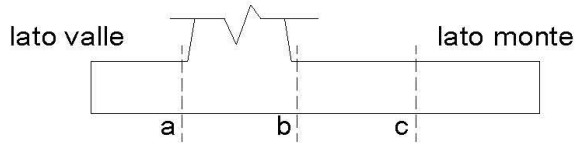
caso	Np				Mp			Tp	
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	
	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Accidentali	
statico	rara	0.00	91.00		36.53	-19.81		34.62	
	freq.	615.09	0.00	68.24947569	-311.37	27.39	-14.86	104.50	25.96
	quasi perm		0.00	0.00		0.00	0.00		0.00
sisma+	Nmin	680.10			4.00			256.39	
	Nmax	680.10			-234.34				
sisma-	Nmin	604.62			-158.45			245.52	
	Nmax	683.02			-239.99				

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	36.53		-36.53				41.54
	freq.	426.74	27.39	1049.47	-27.39		125.40	31.15
	quasi perm		0.00		0.00			0.00
statico	rara	89.39		129.01				41.54
	freq.	426.74	67.04	1049.47	96.76		125.40	31.15
	quasi perm		0.00		0.00			0.00
sisma+	Nmin	820.12		812.13				307.67
	Nmax	581.78		1050.46				
sisma-	Nmin	567.09		883.99				294.62
	Nmax	579.63		1059.60				

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE



Mensola Lato Valle

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

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

$\Sigma$  estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

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

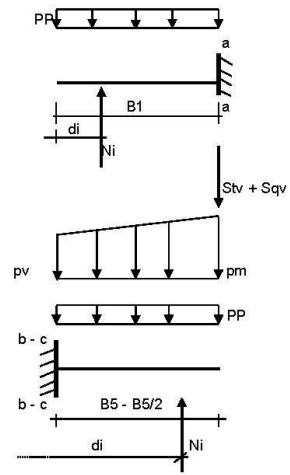
$$M_c = \sum N_i \cdot (B_5 / 2 - (B - d)) / i_j - [PP \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + p_{vc} \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v) \cdot B_5 / 2$$

$$V_b = \sum N_i / i_j - [PP \cdot B_5 + p_{vb} \cdot B_5 + (p_m - p_{vb}) \cdot B_5 / 2] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v)$$

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

$\Sigma$  estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio	PP	=	23.75	(kN/m <sup>2</sup> )
	p <sub>m</sub>	=	100.80	(kN/m <sup>2</sup> )
	p <sub>vb</sub>	=	100.80	(kN/m <sup>2</sup> )
	p <sub>vc</sub>	=	100.80	(kN/m <sup>2</sup> )



caso	Ma	Va	Mb	Vb	Mc	Vc
	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	-3.99	-13.78	-318.12	-121.64	-298.53	-278.09
sisma+	-4.24	-14.63	-556.03	-242.50	-332.33	-303.85
sisma-	-3.75	-12.92	-383.12	-150.07	-300.31	-272.16

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

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

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

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

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

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

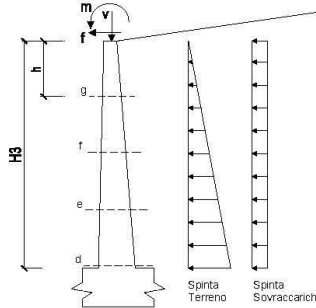
$$V_{t\text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a\text{ orizz.}} \cdot \gamma^2 (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

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

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



**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>est</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.80	143.84	111.30	0.00	255.14	0.00	79.80	79.80
e-e	3.60	60.68	62.61	0.00	123.29	0.00	56.14	56.14
f-f	2.40	17.98	27.83	0.00	45.81	0.00	34.95	34.95
g-g	1.20	2.25	6.96	0.00	9.20	0.00	16.24	16.24

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>est</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.80	89.90	46.38	0.00	136.28
e-e	3.60	50.57	34.78	0.00	85.35
f-f	2.40	22.47	23.19	0.00	45.66
g-g	1.20	5.62	11.59	0.00	17.21

**condizione sismica +**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	M <sub>q</sub>	M <sub>est</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp-inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.80	143.84	73.91	107.11	0.00	21.78	346.64	0.00	84.75	84.75
e-e	3.60	60.68	31.18	60.25	0.00	11.70	163.81	0.00	59.62	59.62
f-f	2.40	17.98	9.24	26.78	0.00	4.95	58.95	0.00	37.12	37.12
g-g	1.20	2.25	1.15	6.69	0.00	1.18	11.27	0.00	17.24	17.24

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	V <sub>q</sub>	V <sub>est</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.80	89.90	30.80	44.63	0.00	9.89	175.22
e-e	3.60	50.57	17.32	33.47	0.00	6.96	108.32
f-f	2.40	22.47	7.70	22.31	0.00	4.33	56.82
g-g	1.20	5.62	1.92	11.16	0.00	2.01	20.71

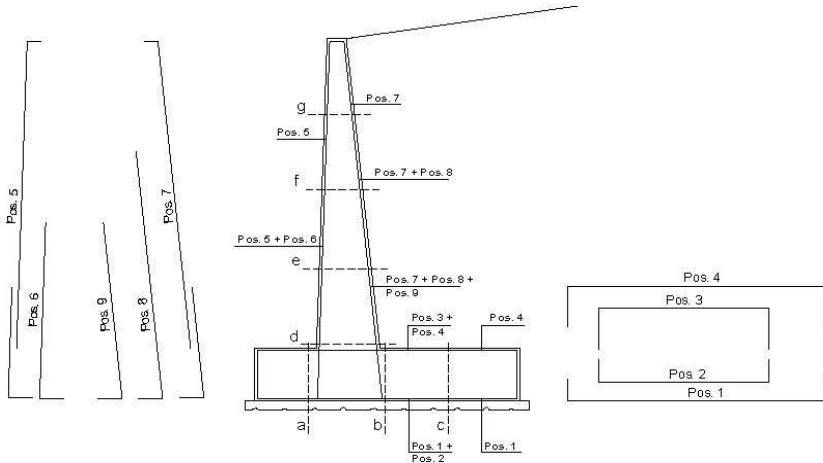
**condizione sismica -**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	M <sub>q</sub>	M <sub>est</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp-inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.80	143.84	47.43	110.52	0.00	21.78	323.56	0.00	74.85	74.85
e-e	3.60	60.68	20.01	62.17	0.00	11.70	154.55	0.00	52.66	52.66
f-f	2.40	17.98	5.93	27.63	0.00	4.95	56.49	0.00	32.78	32.78
g-g	1.20	2.25	0.74	6.91	0.00	1.18	11.07	0.00	15.23	15.23

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	V <sub>q</sub>	V <sub>est</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.80	89.90	19.76	46.05	0.00	9.89	165.60
e-e	3.60	50.57	11.12	34.54	0.00	6.96	103.18
f-f	2.40	22.47	4.94	23.02	0.00	4.33	54.77
g-g	1.20	5.62	1.24	11.51	0.00	2.01	20.38



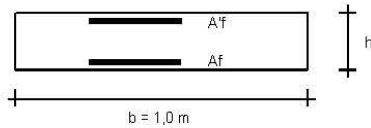
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	24		5	5.0	20	
2	10.0		□	6	0.0	12	□
3	0.0	16	□	7	5.0	20	
4	5.0	24		8	0.0	26	□
				9	5.0	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	Af'	Mu	Mu/M
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)	(-)
a - a	-4.24	0.00	0.95	22.62	22.62	771.01	181.74
b - b	-556.03	0.00	0.95	22.62	22.62	771.01	1.39
c - c	-332.33	0.00	0.95	22.62	22.62	771.01	2.32
d - d	346.64	84.75	0.83	31.42	15.71	945.97	2.73
e - e	163.81	59.62	0.75	31.42	15.71	833.08	5.09
f - f	59.95	37.12	0.67	15.71	15.71	376.07	6.38
g - g	11.27	17.24	0.58	15.71	15.71	318.97	28.29

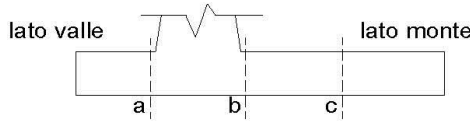
(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>Rd</sub>	Ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)
a - a	14.63	0.95	318.38	10	20	20	21.8	1555.86
b - b	242.50	0.95	318.38	10	20	20	21.8	1555.86
c - c	303.85	0.95	318.38	10	20	20	21.8	1555.86
d - d	175.22	0.83	342.53	10	20	20	21.8	1348.41
e - e	108.32	0.75	321.11	10	20	20	21.8	1205.79
f - f	58.82	0.67	244.74	10	20	20	21.8	1063.17
g - g	20.71	0.58	220.17	10	20	20	21.8	920.55

Armatura a taglio non necessaria  
 Armatura a taglio non necessaria  
 Armatura a taglio non necessaria  
 Armatura a taglio non necessaria  
 Armatura a taglio non necessaria  
 Armatura a taglio non necessaria  
 Armatura a taglio non necessaria

**VERIFICA A FESSURAZIONE**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**



**Mensola Lato Valle**

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

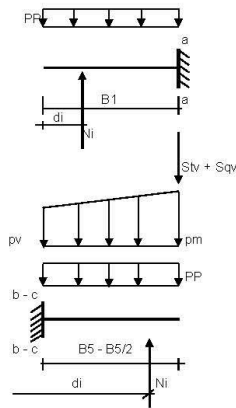
Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

**Mensola Lato Monte**

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

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

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola



Peso Proprio	PP	=	23.75	(kN/m <sup>2</sup> )
	pm	=	100.80	(kN/m <sup>2</sup> )
	pvb	=	100.80	(kN/m <sup>2</sup> )
	pvc	=	100.80	(kN/m <sup>2</sup> )

caso	Ma	Mb	Mc
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
FR	-3.99	-222.08	-291.54
Q.P.	-3.99	-201.65	-291.54

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

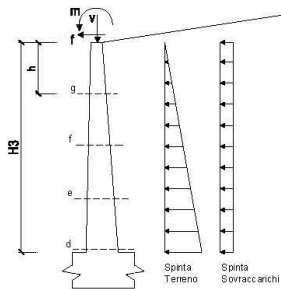
**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{vizz}} \gamma h^2 + hv/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{vizz}} q h^2$$

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

$$N_{ext} = v$$



**condizione Frequente**

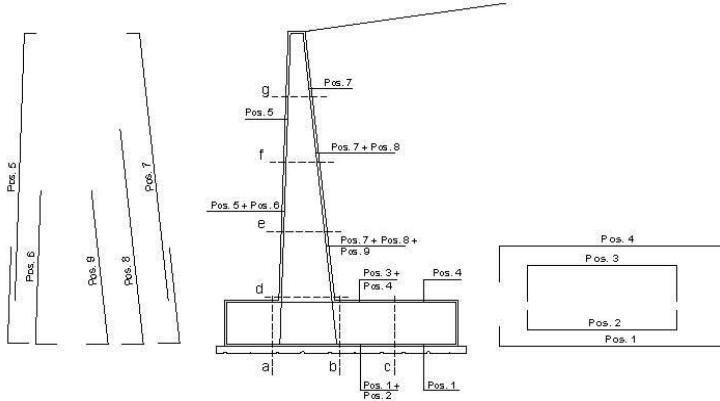
sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.80	116.51	52.01	0.00	168.53	0.00	79.80	79.80
e-e	3.60	49.15	29.26	0.00	78.41	0.00	56.14	56.14
f-f	2.40	14.56	13.00	0.00	27.57	0.00	34.95	34.95
g-g	1.20	1.82	3.25	0.00	5.07	0.00	16.24	16.24

**condizione Quasi Permanente**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.80	116.51	0.00	0.00	116.51	0.00	79.80	79.80
e-e	3.60	49.15	0.00	0.00	49.15	0.00	56.14	56.14
f-f	2.40	14.56	0.00	0.00	14.56	0.00	34.95	34.95
g-g	1.20	1.82	0.00	0.00	1.82	0.00	16.24	16.24



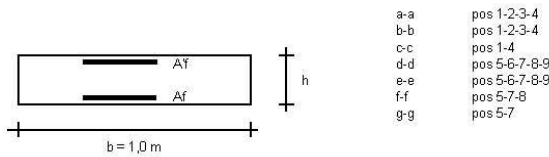
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	24		5	5.0	20	
2	10.0		□	6	0.0	12	□
3	0.0	16	□	7	5.0	20	
4	5.0	24		8	0.0	26	□
				9	5.0	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	Af'	σ <sup>c</sup>	σ <sup>f</sup>	wk	w <sub>lim</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	-3.99	0.00	0.95	22.62	22.62	0.04	2.11	0.002	0.300
b - b	-222.08	0.00	0.95	22.62	22.62	2.16	117.15	0.119	0.300
c - c	-291.54	0.00	0.95	22.62	22.62	2.83	153.79	0.156	0.300
d - d	168.53	79.80	0.83	31.42	15.71	1.98	64.22	0.050	0.300
e - e	78.41	56.14	0.75	31.42	15.71	1.12	31.63	0.025	0.300
f - f	27.57	34.95	0.67	15.71	15.71	0.61	20.75	0.024	0.300
g - g	5.07	16.24	0.58	15.71	15.71	0.14	2.29	0.002	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'	σ <sup>c</sup>	σ <sup>f</sup>	wk	w <sub>lim</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	-3.99	0.00	0.95	22.62	22.62	0.04	2.11	0.002	0.200
b - b	-201.65	0.00	0.95	22.62	22.62	1.96	106.37	0.108	0.200
c - c	-291.54	0.00	0.95	22.62	22.62	2.83	153.79	0.156	0.200
d - d	116.51	79.80	0.83	31.42	15.71	1.39	41.09	0.032	0.200
e - e	49.15	56.14	0.75	31.42	15.71	0.72	17.10	0.013	0.200
f - f	14.56	34.95	0.67	15.71	15.71	0.32	6.81	0.008	0.200
g - g	1.82	16.24	0.58	15.71	15.71	0.05	-0.04	0.000	0.200

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

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kPa]	pl [kPa]	KsD [kPa]	Descrizione
materiale 1	21.00	28.00	0	500	30000	
materiale 2	21.00	28.00	0	500	30000	
materiale 3	21.00	28.00	0	500	30000	
materiale 4	21.00	28.00	0	500	40000	

peso specifico acqua 9.81 [kN/m<sup>3</sup>]

azioni sismiche  $a_g/g$  0.233 (-)  $S_s$  1.4  $k_h$  0.1240 (-)  
 $\beta_s$  0.38  $S_r$  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	101.200	0	101.080	105.750	0	89.230	97.150	0	70.000	90.000
1	98.550	101.200	1	140.000	105.750	1	140.000	100.000	1	140.000	100.000
2	89.230	97.150	2			2			2		
3	81.250	93.850	3			3			3		
4	70.000	93.850	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		

**Sovraccarichi**

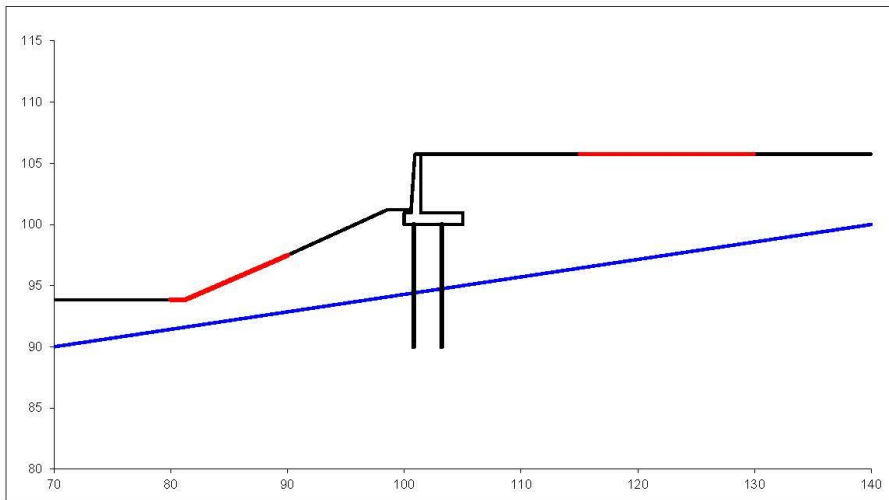
sovraccarico 1	<input type="checkbox"/>	$x_{in}$	$q_{in}$	$x_{in}$	$q_{in}$	% sisma
sovraccarico 2	<input type="checkbox"/>	102	20	110	20	0%

**Limiti ricerca superfici**

Xa	80	Xc	115	alfa min	30	# superfici massimo	1331
Xb	90	Xd	130	alfa max	70		
n1	10	n2	10	n alfa	10		

**Caratteristiche dei pali**

Lunghezza pali	10.00	m
Diametro pali	0.80	m
Rigidezza EI	603185.79	kN m <sup>2</sup>
Momento di plasticizzazione	1000.00	kN m
Taglio ultimo pali	750.00	kN



#strisce
30

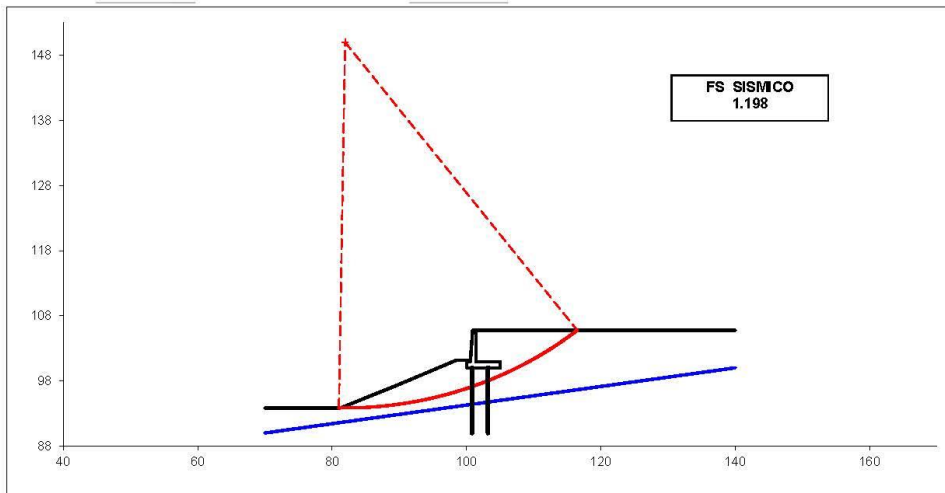
# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	STATICO	1.834
	SISMICO	1.198
1078		

**Condizione di Carico**

**# superfici da disegnare**

SISMICA ▼

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**

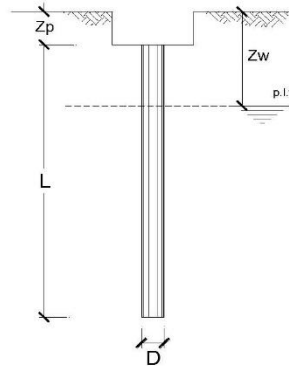
**CANTIERE:**

**OPERA:**

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D):	0.80	(m)	Area del Palo (Ap):	0.503	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>p</sub> ):	2.00	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>u</sub> ):	2.00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	1	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):	1	(kN)
Numero di strati	1		Lpalo =	14.00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base			
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s, base</sub>	
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
DM88	○	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.
ε <sub>3</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ε <sub>4</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI						
Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			C <sub>u, med</sub>
			γ	C <sub>med</sub>	Φ <sub>med</sub>	
(-)	(m)		(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(°)	(kPa)
1	14.00	R	21.00	0.0	28.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.53	0.53		

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

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)						
Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			C <sub>u, min</sub>
			γ	C <sub>min</sub>	Φ <sub>min</sub>	
(-)	(m)		(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(°)	(kPa)
1	14.00	R	21.00	0.00	28.00	0.00

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.53	0.53		0.00

**RISULTATI**

Strato	Spess	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Q <sub>s</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	q <sub>b</sub>	Q <sub>bm</sub>	Q <sub>s</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	q <sub>b</sub>	Q <sub>bm</sub>
(-)	(m)		(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	14.00	R	1181.1	15.48	0.00	3033.3	1524.7	1181.1	15.48	0.00	3033.3	1524.7

**CARICO ASSIALE AGENTE**

$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$   
 $N_d = 2.0 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE MEDIA**

base  $R_{b, cal med} = 1524.7 \text{ (kN)}$   
 laterale  $R_{s, cal med} = 1181.1 \text{ (kN)}$   
 totale  $R_{c, cal med} = 2705.8 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE MINIMA**

base  $R_{b, cal min} = 1524.7 \text{ (kN)}$   
 laterale  $R_{s, cal min} = 1181.1 \text{ (kN)}$   
 totale  $R_{c, cal min} = 2705.8 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA**

$R_{b, k} = \text{Min}(R_{b, cal med} / \epsilon_3 ; R_{b, cal min} / \epsilon_4) = 896.9 \text{ (kN)}$   
 $R_{s, k} = \text{Min}(R_{s, cal med} / \epsilon_3 ; R_{s, cal min} / \epsilon_4) = 694.8 \text{ (kN)}$   
 $R_{c, k} = R_{b, k} + R_{s, k} = 1591.7 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$R_{c, d} = R_{b, k} / \gamma_b + R_{s, k} / \gamma_s$   
 $R_{c, d} = 1268.5 \text{ (kN)}$   
 $F_s = R_{c, d} / N_d$   
 $F_s = 634.25$

#### 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	variabili	$\gamma_G$	$\gamma_R$
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	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	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:**  $H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$

**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	(°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$	28.00	(°)
Coeff. di spinta passiva ( $k_p = (1 + \sin\varphi')/(1 - \sin\varphi')$ )	$k_{p,med}$	2.77	(-)
Peso di unità di volume	$\gamma =$	21.00	(kN/m <sup>3</sup> )
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)

$H_d = H_k/\gamma_R = 387.65$  (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  $\theta$  10 passo 20 cm**;
- $M_{rd}$ : momento resistente del palo, la cui armatura longitudinale è costituita da **20  $\theta$  24**;
- $V_{max} \lambda / 2$ : momento sollecitante secondo Winkler.

La lunghezza caratteristica  $\lambda$  è stata valutata mediante la seguente espressione:

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

dove:

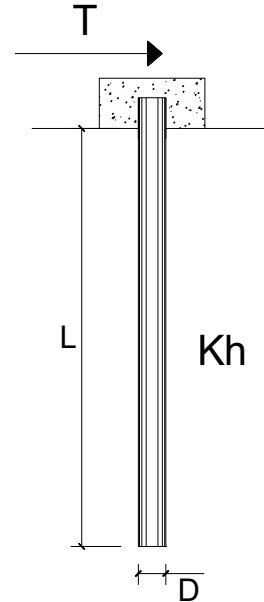
- I: momento di inerzia del palo;
- E: modulo di rigidezza del castruzzo;
- D: diametro del palo;
- $K_h$ : costante di sottofondo.

**PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI**

**OPERA:**

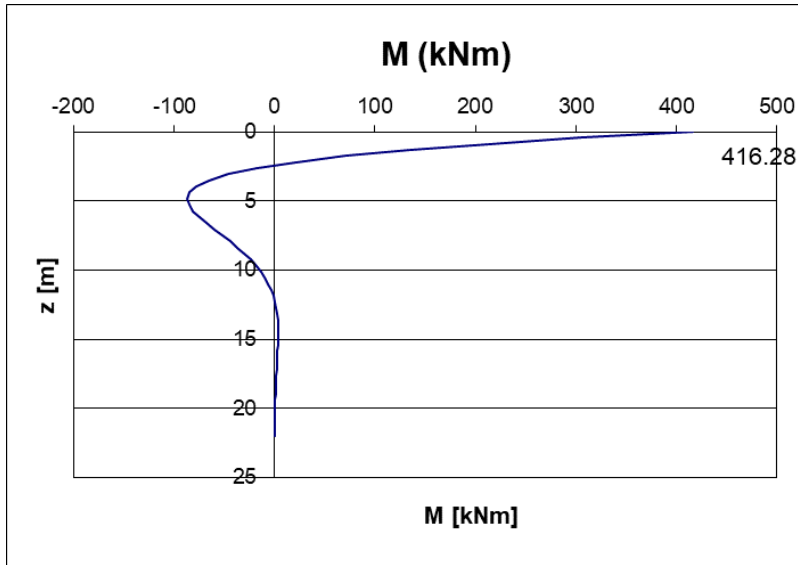
**DATI DI INPUT:**

Diametro del palo (D):	0.8	(m)	
Coefficiente di reazione laterale ( $k_h$ ):	35	(N/cm <sup>3</sup> )	
Forza orizzontale agente (T):	270	(kN)	
f <sub>ck</sub> del calcestruzzo:	25.0	(MPa)	
f <sub>cm</sub> del calcestruzzo:	33.0	(MPa)	
E <sub>cls</sub> (E = 22000(f <sub>cm</sub> /10) <sup>0.3</sup> ):	31476	(MPa)	
J (J = $\pi \cdot D^4 / 64$ ):	2010619	(cm <sup>4</sup> )	6.329E+10
$\lambda$ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot EJ / k_h \cdot D)^{1/4}$ ):	308.36	(cm)	



z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm <sup>2</sup> )	(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





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]  
 Copriferro (baric.): 6 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 416.28 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 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

L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso

**Materiali**

B450C C30/37

ε<sub>su</sub>: 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>: 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200'000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 17 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
 ε<sub>syd</sub>: 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 11.5  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>: 0.6933  
 τ<sub>c1</sub>: 2.029

M<sub>xRd</sub>: 1'009 kNm

σ<sub>c</sub>: -17 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>c</sub>: 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub>: 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<sub>Ed</sub> = 270 kN

Altezza della sezione h = 708.982 mm  
 Copriferro della sezione δ = 67 mm  
 Altezza utile della sezione d = 641.982 mm  
 Diametro delle staffe d<sub>w</sub> = 10 mm  
 Numero di braccia n<sub>w</sub> = 2  
 Area totale staffe A<sub>sw</sub> = 157.00 mm<sup>2</sup>  
 Passo delle staffe s = 200 mm  
 Inclinazione delle staffe α = 90 deg  
 Inclinazione delle bielle compresse θ = 25 deg cot(θ) = 2.15  
 Larghezza minima della sezione b<sub>w</sub> = 708.982 mm  
 Coeff. maggiorativo per sezioni compresse α<sub>c</sub> = 1.2

**Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"** V<sub>Rsd</sub> = 380.6 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<sub>Rcd</sub> = 1328.3 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<sub>Rd</sub> = 380.6 kN  $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

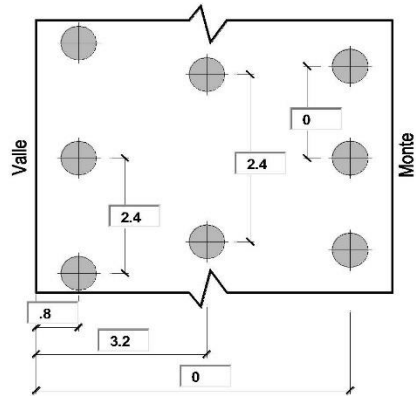
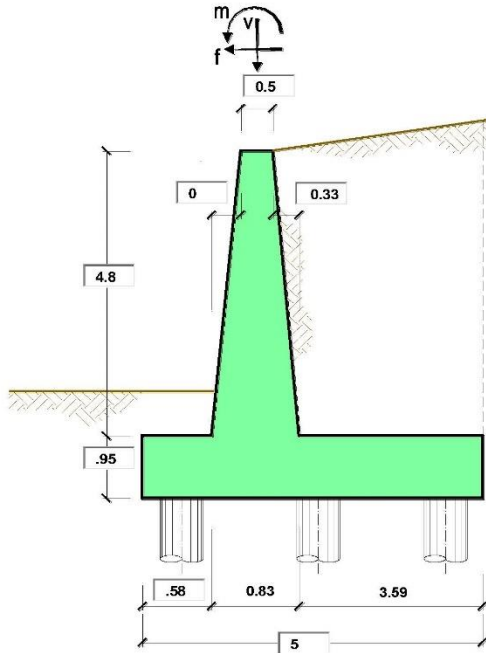
**Esito della verifica** soddisfatta

Le verifiche risultano soddisfatte.

PROGETTAZIONE ATI:

**4.2.4 TIPO 3 – H = 5.75M - L PALO 14-URTO**

PROGETTAZIONE ATI:

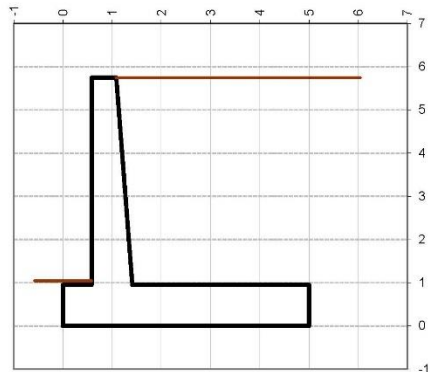


**OPERA** Esempio

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	A1+M1	<input type="radio"/>
	A2+M2	<input type="radio"/>
SLE (DM88)		<input type="radio"/>
altro		<input checked="" type="radio"/>

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	$\gamma_G$	1.00	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	favorevole	$\gamma_Q$	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.30	1.00	1.00

Parametro	Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\gamma_w$	1.00	1.25	1.00	1.00
peso unità di volume	$\gamma_r$	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	(°)	$\varphi$	28.00	28.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$	21.00	21.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	20.00	20.00

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.4	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0.38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0	(-)
	Coefficiente sismico verticale	$k_v$	0.0000	(-)
Muro libero di traslare o ruotare			<input type="radio"/> si	<input checked="" type="radio"/> no

		SLE		STR/GEO	
		Coeff. di Spinta Attiva Statico	$k_a$	0.320	
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	$k_{as+}$	0.320		0.320	
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	$k_{as-}$	0.320		0.320	

Carichi Agenti		valori caratteristici		valori di progetto	
		SLE - sisma		STR/GEO	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	$q_p$	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
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	$m_p$	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	$q$	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	$f$	7.90	7.90
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	$v$	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	$m$	7.90	7.90
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi_1$	0.75	condizione quasi permanente $\Psi_2$	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	$q_s$	0.00	
	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

#### Calcestruzzo

classe cls	C32/40		
Rck	40	(MPa)	
fck	32	(MPa)	
fcm	40		
E <sub>c</sub>	33346	(MPa)	
$\alpha_{cc}$	0.85		
$\gamma_c$	1.50		
$f_{ed} = \alpha_{cc} \cdot f_{cd} \cdot \gamma_c$	18.13	(MPa)	
$f_{cm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.02	(MPa)	

#### Tensioni limite (tensioni ammissibili)

##### condizioni statiche

$\sigma_c$	14.4	Mpa
$\sigma_t$	360	Mpa

##### condizioni sismiche

$\sigma_c$	8.5	Mpa
$\sigma_t$	260	Mpa

#### Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	$w_{i2}$	0.3	mm
Quasi Permanente	$w_i$	0.2	mm

#### Acciaio

tipo di acciaio	B450C	
f <sub>yk</sub>	450	(MPa)
$\gamma_s$	1.15	
f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> / $\gamma_s$	391.30	(MPa)

E<sub>s</sub> = 210000 (MPa)

$\epsilon_{yk}$  = 0.19%

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

#### Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

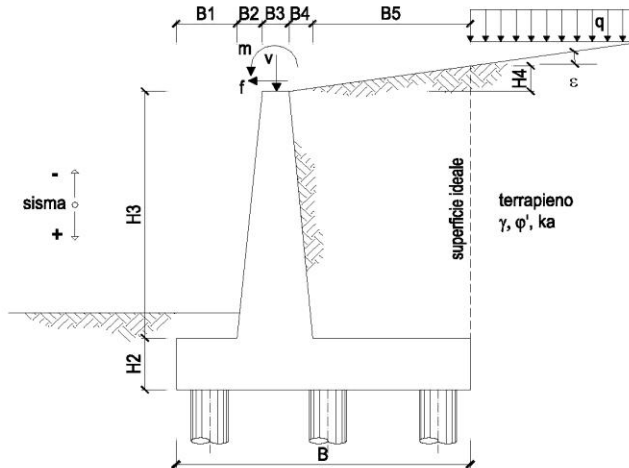
c = 5.00 (cm)

#### Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c<sub>min</sub> = 3.50 (cm)

#### Interfero tra i e li strato

$\bar{l}_{lu}$  = 5.00 (cm)



**OPERA** Esempio

**DATI DI PROGETTO:**

**Geometria del Muro**

Elevazione	H3 =	4.80	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.50	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.33	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	B =	5.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.95	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.58	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	3.59	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25.00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

**FORZE VERTICALI**

		SLE	STR/GEO
<b>- Peso del Muro (Pm)</b>			
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	60.00	60.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	19.80	19.80
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	118.75	118.75
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4	198.55	198.55
<b>- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)</b>			
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	361.87	361.87
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2$	16.63	16.63
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	378.50	378.50
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>			
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	0	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4 + B5)$	0	0

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

<b>- Muro (Mm)</b>			
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 B3)$	49.80	49.80
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	23.56	23.56
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	296.88	296.88
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4	370.24	370.24
<b>- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro</b>			
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 B5)$	1159.80	1159.80
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 (B4 + B5))$	0.00	0.00

Mt3 =	$Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)$	(kN/m)	21.62	21.62
Msovr =	$Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kN/m)	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kN/m)	1181.42	1181.42

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Sovr acc. Sism	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia del muro (Ps)

Ps h =	$Pm*kh$	(kN/m)		0.00
Ps v =	$Pm*kv$	(kN/m)		0.00

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

Ptsh =	$Pt*kh$	(kN/m)		0.00
Ptsh v =	$Pt*kv$	(kN/m)		0.00

- 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)		0.00
MPs3 h =	$kh*Pm3*(H2+H3/3)$	(kN/m)		0.00
MPs4 h =	$kh*Pm4*(H2/2)$	(kN/m)		0.00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4$	(kN/m)		0.00

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

MPs1 v =	<math(kv*pm1*(b1+2 3*b2)<="" math=""></math(kv*pm1*(b1+2>	(kN/m)		0.00
MPs2 v =	$kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)$	(kN/m)		0.00
MPs3 v =	$kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kN/m)		0.00
MPs4 v =	$kv*Pm4*(B/2)$	(kN/m)		0.00
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4$	(kN/m)		0.00

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

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

- 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)		0.00
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)		0.00
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		0.00

**CONDIZIONE STATICA**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_a$	(kN/m) 111.20	111.20
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 104.50	104.50
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 38.03	38.03
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4) / 3)$	(kNm/m) 200.29	200.29
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 190.17	190.17
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4) / 2)$	(kNm/m) 0.00	0.00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4) / 2)$	(kNm/m) 0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext perm =	$mp + fp \cdot (H_3 + H_2) + vp \cdot (B_1 + B_2 + B_3)$	(kNm/m) 0.00	0.00
Mfext acc (Nmin) =	$m + f \cdot (H_3 + H_2) + v \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 53.33	53.33
Mfext acc (Nmax) =	$m + f \cdot (H_3 + H_2) + v \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 53.33	53.33

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

N perm =	$P_m + P_t + vp + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	(kN/m) 615.09	615.09
N acc min =	$v + Sqv \text{ acc}$	(kN/m) 0.00	0.00
N acc max =	$v + Sqv \text{ acc} + q \text{ acc}$	(kN/m) 0.00	0.00

Risultante forze orizzontali (T)

T perm =	$Sth + Sqh \text{ perm} + fp$	(kN/m) 104.50	104.50
T acc =	$Sqh \text{ acc} + f$	(kN/m) 7.90	7.90

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM perm =	$\Sigma M$	(kNm/m) 1541.54	1541.54
MM acc (Nmin) =	$\Sigma M$	(kNm/m) 53.33	53.33
MM acc (Nmax) =	$\Sigma M$	(kNm/m) 53.33	53.33



**CONDIZIONE SISMICA +**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO
- Spinta condizione sismica +			
Sst1 stat =	$0,5 \gamma \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	(kN/m) 111.20	111.20
Sst1 sism =	$0,5 \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^- \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m) 0.00	0.00
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) 0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica +			
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 104.50	104.50
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica +			
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 38.03	38.03
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO
- Condizione sismica +			
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m) 200.29	200.29
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m) 0.00	0.00
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kN/m) 190.17	190.17
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kN/m) 0.00	0.00
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m) 0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kN/m) 0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

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

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)			
Nmin =	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	(kN/m) 615.09	615.09
Nmax =	$Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q \text{ acc}$	(kN/m) 615.09	615.09
Risultante forze orizzontali (T)			
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	(kN/m) 104.50	104.50
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM (Nmin) =	$\Sigma M$	(kNm/m) 1541.54	1541.54
MM (Nmax) =	$\Sigma M$	(kNm/m) 1541.54	1541.54

**CONDIZIONE SISMICA -**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO
Sst1 stat =	$0,5 \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_a$	(kN/m) 111.20	111.20
Sst1 sism =	$0,5 \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_{as} - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_{as}$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_{as}$	(kN/m) 0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 104.50	104.50
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 38.03	38.03
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4)/3)$	(kNm) 200.29	200.29
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4)/2)$	(kNm) 0.00	0.00
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm) 190.17	190.17
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm) 0.00	0.00
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4)/2)$	(kNm) 0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm) 0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 =	$mp + ms$	(kNm/m)	0.00
Mfext2 =	$(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0.00
Mfext3 (Nmin) =	$(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	0.00
Mfext3 (Nmax) =	$(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	0.00

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

Nmin =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$	(kN/m) 615.09	615.09
Nmax =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv + q_{acc}$	(kN/m) 615.09	615.09

Risultante forze orizzontali (T)

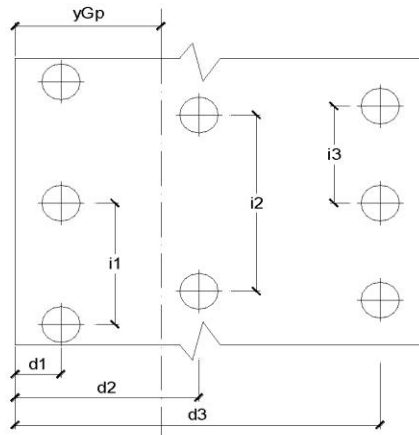
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$	(kN/m) 104.50	104.50
-----	---	---------------	--------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM (Nmin) =	$\Sigma M$	(kNm/m) 1541.54	1541.54
MM (Nmax) =	$\Sigma M$	(kNm/m) 1541.54	1541.54



**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)	0.00	(m)	interasse pali (i3) =	0.00	(m)

Asse Baricentrico della Palificata (yGp) = 2.000 (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	615.09	0.00	-311.37	-53.33	104.50	7.90
	Nmax	615.09	0.00	-311.37	-53.33		
sisma+	Nmin	615.09		-311.37		104.50	
	Nmax	615.09		-311.37			
sisma-	Nmin	615.09		-311.37		104.50	
	Nmax	615.09		-311.37			

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	373.42		1102.80				134.88	
	Nmax	373.42		1102.80					
sisma+	Nmin	426.74		1049.47				125.40	
	Nmax	426.74		1049.47					
sisma-	Nmin	426.74		1049.47				125.40	
	Nmax	426.74		1049.47					

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche

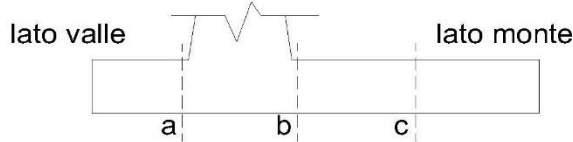
caso		Np				Mp			Tp	
		[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	
		Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Accidentali	
statico	rara		0.00	0.00		-53.33	-53.33		7.90	
	freq.	615.09	0.00	0	-311.37	-39.99	-39.99	104.50	5.93	
	quasi perm		0.00	0.00		0.00	0.00		0.00	
sisma+	Nmin		615.09			-311.37			104.50	
	Nmax		615.09			-311.37				
sisma-	Nmin		615.09			-311.37			104.50	
	Nmax		615.09			-311.37				

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]
statico	rara		-53.33		53.33				9.48
	freq.	426.74	-39.99	1049.47	39.99			125.40	7.11
	quasi perm		0.00		0.00				0.00
statico	rara		-53.33		53.33				9.48
	freq.	426.74	-39.99	1049.47	39.99			125.40	7.11
	quasi perm		0.00		0.00				0.00
sisma+	Nmin	426.74		1049.47				125.40	
	Nmax	426.74		1049.47					
sisma-	Nmin	426.74		1049.47				125.40	
	Nmax	426.74		1049.47					

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE



Mensola Lato Valle

$$Ma = \sum N_i \cdot (B1 - d_i) / i_i - PP \cdot (1 \pm kv) \cdot B1^2 / 2$$

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

$\Sigma$  estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

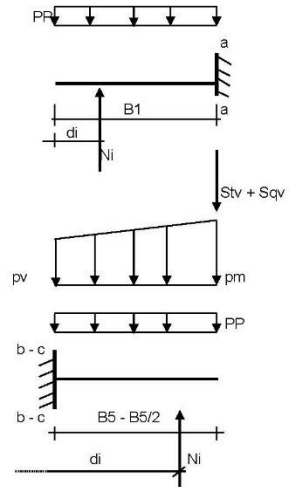
$$Mb = \sum N_i \cdot (B5 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot B5^2 / 2 + p_{vb} \cdot B5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B5^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v) \cdot B5$$

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

$$Vb = \sum N_i / i_i - [PP \cdot B5 + p_{vb} \cdot B5 + (p_m - p_{vb}) \cdot B5 / 2] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v)$$

$$Vc = \sum N_i / i_i - [PP \cdot (B5 / 2) + p_{vc} \cdot (B5 / 2) + (p_m - p_{vc}) \cdot (B5 / 2) / 2] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v)$$

$\Sigma$  estesa a tutti i pali presenti sulla mensola



Peso Proprio	PP	=	23.75	(kN/m <sup>2</sup> )
	pm	=	100.80	(kN/m <sup>2</sup> )
	p <sub>vb</sub>	=	100.80	(kN/m <sup>2</sup> )
	p <sub>vc</sub>	=	100.80	(kN/m <sup>2</sup> )

caso	Ma [kNm/m]	Va [kN/m]	Mb [kNm/m]	Vb [kN/m]	Mc [kNm/m]	Vc [kN/m]
statico	-3.99	-13.78	-116.65	-25.67	-268.92	-261.60
sisma+	-3.99	-13.78	-156.42	-47.89	-268.92	-261.60
sisma-	-3.99	-13.78	-156.42	-47.89	-268.92	-261.60

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

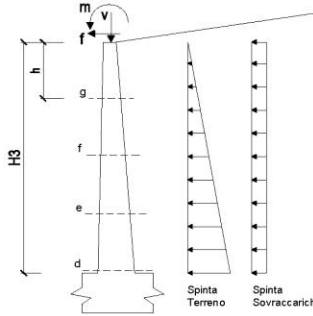
$$V_{t\ stat} = \frac{1}{2} K_{a\ orizz.} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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



**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.80	116.51	0.00	45.82	162.33	0.00	79.80	79.80
e-e	3.60	49.15	0.00	36.34	85.49	0.00	56.14	56.14
f-f	2.40	14.56	0.00	26.86	41.42	0.00	34.95	34.95
g-g	1.20	1.82	0.00	17.38	19.20	0.00	16.24	16.24

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.80	72.82	0.00	7.90	80.72
e-e	3.60	40.96	0.00	7.90	48.86
f-f	2.40	18.21	0.00	7.90	26.11
g-g	1.20	4.55	0.00	7.90	12.45

**condizione sismica +**

sezione	h	Mt <sub>stat</sub>	Mt <sub>sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp<sub>inerzia</sub></sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.80	116.51	0.00	0.00	0.00	0.00	116.51	0.00	79.80	79.80
e-e	3.60	49.15	0.00	0.00	0.00	0.00	49.15	0.00	56.14	56.14
f-f	2.40	14.56	0.00	0.00	0.00	0.00	14.56	0.00	34.95	34.95
g-g	1.20	1.82	0.00	0.00	0.00	0.00	1.82	0.00	16.24	16.24

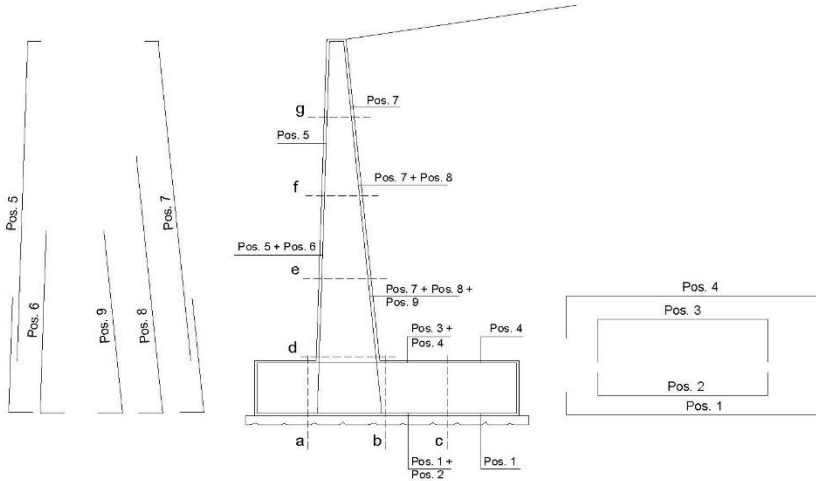
sezione	h	Vt <sub>stat</sub>	Vt <sub>sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.80	72.82	0.00	0.00	0.00	0.00	72.82
e-e	3.60	40.96	0.00	0.00	0.00	0.00	40.96
f-f	2.40	18.21	0.00	0.00	0.00	0.00	18.21
g-g	1.20	4.55	0.00	0.00	0.00	0.00	4.55

**condizione sismica -**

sezione	h	Mt <sub>stat</sub>	Mt <sub>sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp<sub>inerzia</sub></sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.80	116.51	0.00	0.00	0.00	0.00	116.51	0.00	79.80	79.80
e-e	3.60	49.15	0.00	0.00	0.00	0.00	49.15	0.00	56.14	56.14
f-f	2.40	14.56	0.00	0.00	0.00	0.00	14.56	0.00	34.95	34.95
g-g	1.20	1.82	0.00	0.00	0.00	0.00	1.82	0.00	16.24	16.24

sezione	h	Vt <sub>stat</sub>	Vt <sub>sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.80	72.82	0.00	0.00	0.00	0.00	72.82
e-e	3.60	40.96	0.00	0.00	0.00	0.00	40.96
f-f	2.40	18.21	0.00	0.00	0.00	0.00	18.21
g-g	1.20	4.55	0.00	0.00	0.00	0.00	4.55

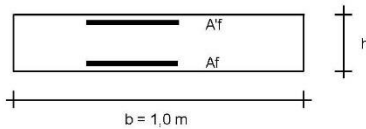
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	24		5	5.0	20	
2	10.0		□	6	0.0	12	□
3	0.0	16	□	7	5.0	20	
4	5.0	24		8	0.0	26	□
				9	5.0	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 <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)	(-)
a - a	-3.99	0.00	0.95	22.62	22.62	771.01	193.01
b - b	-156.42	0.00	0.95	22.62	22.62	771.01	4.93
c - c	-268.92	0.00	0.95	22.62	22.62	771.01	2.87
d - d	162.33	79.80	0.83	31.42	15.71	944.20	5.82
e - e	85.49	56.14	0.75	31.42	15.71	831.98	9.73
f - f	41.42	34.95	0.67	15.71	15.71	375.45	9.06
g - g	19.20	16.24	0.58	15.71	15.71	318.73	16.60

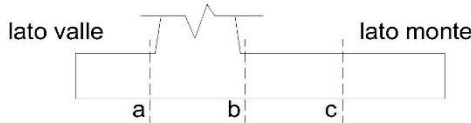
(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	13.78	0.95	318.38	10	20	20	21.8	1555.86	Armatura a taglio non necessaria
b - b	47.89	0.95	318.38	10	20	20	21.8	1555.86	Armatura a taglio non necessaria
c - c	261.60	0.95	318.38	10	20	20	21.8	1555.86	Armatura a taglio non necessaria
d - d	80.72	0.83	341.83	10	20	20	21.8	1348.41	Armatura a taglio non necessaria
e - e	48.86	0.75	320.62	10	20	20	21.8	1205.79	Armatura a taglio non necessaria
f - f	26.11	0.67	244.44	10	20	20	21.8	1063.17	Armatura a taglio non necessaria
g - g	12.45	0.58	220.04	10	20	20	21.8	920.55	Armatura a taglio non necessaria



**VERIFICA A FESSURAZIONE**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**



**Mensola Lato Valle**

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

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

**Mensola Lato Monte**

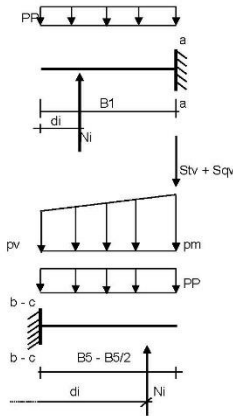
$$M_b = \sum N_i (B5 - (B - d_i)) / i_j - [PP B^2 / 2 + p_{vb} B^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) B^2 / 3] (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) * B5$$

$$M_c = \sum N_i (B5 / 2 - (B - d_i)) / i_j - [PP (B5 / 2)^2 / 2 + p_{vc} (B5 / 2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) (B5 / 2)^2 / 3] (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) * B5 / 2$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio	PP	=	23.75	(kN/m <sup>2</sup> )
	pm	=	100.80	(kN/m <sup>2</sup> )
	pvb	=	100.80	(kN/m <sup>2</sup> )
	pvc	=	100.80	(kN/m <sup>2</sup> )

caso	M <sub>a</sub>	M <sub>b</sub>	M <sub>c</sub>
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
FR	-3.99	-126.59	-268.92
Q.P.	-3.99	-156.42	-268.92



**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

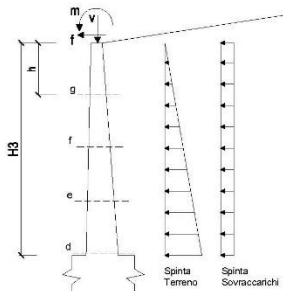
**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a, \text{vezz}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h / 3$$

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

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

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



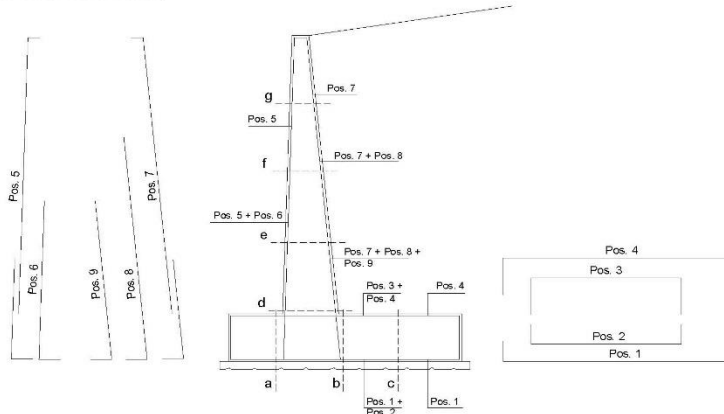
**condizione Frequente**

sezione	h [m]	M <sub>t</sub> [kNm/m]	M <sub>q</sub> [kNm/m]	M <sub>est</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	N <sub>est</sub> [kN/m]	N <sub>pp</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	4.80	116.51	0.00	34.37	150.88	0.00	79.80	79.80
e-e	3.60	49.15	0.00	27.26	76.41	0.00	56.14	56.14
f-f	2.40	14.56	0.00	20.15	34.71	0.00	34.95	34.95
g-g	1.20	1.82	0.00	13.04	14.86	0.00	16.24	16.24

**condizione Quasi Permanente**

sezione	h [m]	M <sub>t</sub> [kNm/m]	M <sub>q</sub> [kNm/m]	M <sub>est</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	N <sub>est</sub> [kN/m]	N <sub>pp</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	4.80	116.51	0.00	0.00	116.51	0.00	79.80	79.80
e-e	3.60	49.15	0.00	0.00	49.15	0.00	56.14	56.14
f-f	2.40	14.56	0.00	0.00	14.56	0.00	34.95	34.95
g-g	1.20	1.82	0.00	0.00	1.82	0.00	16.24	16.24

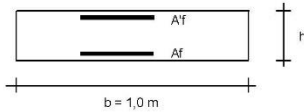
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	24		5	5.0	20	
2	10.0		□	6	0.0	12	□
3	0.0	16		7	5.0	20	
4	5.0	24		8	0.0	26	□
				9	5.0	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	Af'	σc	σf	wk	W <sub>arm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	-3.99	0.00	0.95	22.62	22.62	0.04	2.11	0.002	0.300
b - b	-126.59	0.00	0.95	22.62	22.62	1.23	66.78	0.068	0.300
c - c	-268.92	0.00	0.95	22.62	22.62	2.62	141.86	0.144	0.300
d - d	150.88	79.80	0.83	31.42	15.71	1.78	56.36	0.044	0.300
e - e	76.41	56.14	0.75	31.42	15.71	1.09	30.63	0.024	0.300
f - f	34.71	34.95	0.67	15.71	15.71	0.76	28.63	0.033	0.300
g - g	14.86	16.24	0.58	15.71	15.71	0.41	14.55	0.017	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 <sub>arm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	-3.99	0.00	0.95	22.62	22.62	0.04	2.11	0.002	0.200
b - b	-156.42	0.00	0.95	22.62	22.62	1.52	82.51	0.084	0.200
c - c	-268.92	0.00	0.95	22.62	22.62	2.62	141.86	0.144	0.200
d - d	116.51	79.80	0.83	31.42	15.71	1.39	41.09	0.032	0.200
e - e	49.15	56.14	0.75	31.42	15.71	0.72	17.10	0.013	0.200
f - f	14.56	34.95	0.67	15.71	15.71	0.32	6.81	0.008	0.200
g - g	1.82	16.24	0.58	15.71	15.71	0.05	-0.04	0.000	0.200

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



PROGETTAZIONE ATI: