

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**U.O. INFRASTRUTTURE SUD**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO  
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO  
TRATTA ARECHI – PONTECAGNANO AEROPORTO**

**IV VIADOTTI INTERFERENZE**

**IV01 - CAVALCA FERROVIA VIA WENNER Km 1+828  
MURI DI SOSTEGNO – RELAZIONE DI CALCOLO**

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

NN1X 00 D 78 CL IV0100 006 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	A. Polastri	Sett.2020	G. Ficorella	Sett.2020	M. D'Alino	Sett.2020	D. Tiberti Sett.2020

ITALFERR S.p.A.  
Gruppo Ferrovie dello Stato  
Direzione Generale  
UO Infrastrutture Sud  
Prof. Ing. Danilo Tiberti  
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10816

File: NN1X00D78CLIV0100006A.doc

n. Elab.:

## INDICE

1	GENERALITA' .....	4
1.1	PREMESSA .....	4
1.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	4
1.3	NORMATIVA .....	4
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	5
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	7
3.1	CALCESTRUZZO ARMATO .....	7
3.1.1	<i>Calcestruzzo</i> .....	7
3.1.2	<i>Acciaio d'armatura in barre tonde ad aderenza migliorata</i> .....	8
4	SCHEMA STRATIGRAFICO E PARAMETRI GEOTECNICI .....	9
5	ANALISI DEI CARICHI .....	10
5.1	SPINTA SUL MURO IN CONDIZIONI STATICHE .....	10
5.2	AZIONE SISMICA .....	11
5.3	SPINTA SUL MURO IN CONDIZIONI SISMICHE .....	13
5.4	INDICAZIONI PARTICOLARI .....	14
6	PROCEDURA DI CALCOLO .....	15
6.1	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	15
6.2	VERIFICHE STRUTTURALI .....	15
6.3	CRITERI DI VERIFICA .....	16
6.3.1	<i>CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMO</i> .....	16
6.3.2	<i>CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO</i> .....	18
6.4	APPROCCIO DI NORMATIVA .....	19
7	VERIFICHE E RISULTATI .....	21
7.1	MURO FONDAZIONE DIRETTA H=4.0m .....	21
7.1.1	<i>Geometria e dati di ingresso</i> .....	21
7.1.2	<i>Carichi agenti</i> .....	23



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO  
**COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO**  
TRATTA ARECHI – PONTECAGNANO AEROPORTO

MURI DI SOSTEGNO – RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D78CL	IV 01 00 006	A	3 di 46

7.1.3	Verifiche Geotecniche .....	23
7.1.4	Verifiche Strutturali.....	35
8	INCIDENZE.....	45



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO  
**COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO**  
TRATTA ARECHI – PONTECAGNANO AEROPORTO

MURI DI SOSTEGNO – RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D78CL	IV 01 00 006	A	4 di 46

## 1 GENERALITA'

### 1.1 Premessa

La presente relazione è stata redatta nell'ambito del progetto definitivo Metro Salerno, in particolare, verranno qui descritti e calcolati i muri di sostegno previsti nella tratta in esame.

### 1.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

I documenti che verranno richiamati nel seguito sono:

[1] Relazione Geotecnica e di calcolo delle fondazioni – NN1X00D78RHIV01000010

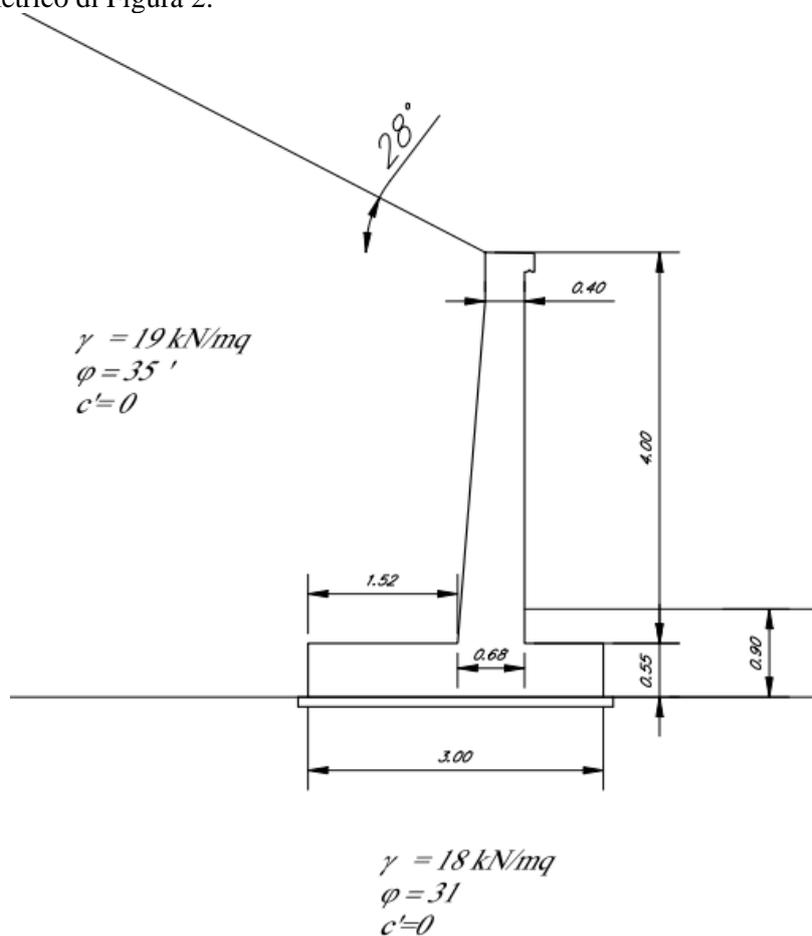
### 1.3 NORMATIVA

1. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
2. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
3. Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019
4. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2
5. RFI DTC SI MA IFS 001 D Dicembre 2019 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili

## 2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nei paragrafi successivi si riportano le verifiche geotecniche e strutturali del muro.

Verranno analizzate, in particolare, la sezione 14, rappresentativa delle tratta, con riferimento ai tipologici di Figura 1 e allo stralcio planimetrico di Figura 2:



**Figura 1: Sezione Tipo Muro**



**Figura 2: Stralcio planimetrico di progetto**

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 3.1 Calcestruzzo Armato

##### 3.1.1 Calcestruzzo

Si riporta di seguito la tabella riepilogativa del tipo e delle caratteristiche del calcestruzzo adottato per gli elementi strutturali, paramento e fondazioni.

Classe d'esposizione: XC4+XS1

**C32/40:**  $f_{ck} \geq 32$  MPa  $R_{ck} \geq 40$  MPa

Classe minima di consistenza: S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	$R_{ck}$	<b>40</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33,20	N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41,20	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	22,13	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	18,81	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3}$ [Rck<50/60]	3,10	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	2,17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	3,72	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1,45	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	33643	N/mm <sup>2</sup>

### 3.1.2 Acciaio d'armatura in barre tonde ad aderenza migliorata

Si adotta acciaio tipo B450C come previsto al punto 11.3.2.1 delle NTC18 (Rif. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), per il quale si possono assumere le seguenti caratteristiche:

Resistenza a trazione – compressione:

$$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2 = \text{Resistenza caratteristica di rottura};$$

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 = \text{Resistenza caratteristica a snervamento};$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391.3 \text{ N/mm}^2 = \text{Resistenza di calcolo.}$$

dove

$$\gamma_s = 1.15 = \text{Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio.}$$

Modulo Elastico

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

#### 4 SCHEMA STRATIGRAFICO E PARAMETRI GEOTECNICI

Con riferimento alla Relazione Geotecnica Generale (Rif.[1]), considerano il piano di posa a cui sono previste le fondazioni dei muri di sostegno e i volumi di interesse per le opere in esame, le verifiche geotecniche coinvolgono sostanzialmente l'unità Argilloso-Marnosa, della quale si riportano i parametri assunti nei calcoli nella Tabella 1.

Come già specificato in ambito di caratterizzazione, per l'unità di interesse è stata fatta l'assunzione conservativa di totale annullamento della coesione, ma attribuendo alla componente attritiva della resistenza un contributo più prossima all'estremo superiore dell'intervallo individuato.

**Tabella 1: Parametri Caratterizzazione Geotecnica**

Unità	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	c' [kPa]	f [°]	c <sub>u</sub> [kPa]
Riporto (R)	18	0	31	150

Per quanto riguarda il materiale del rilevato, si adotteranno i seguenti parametri caratteristici:

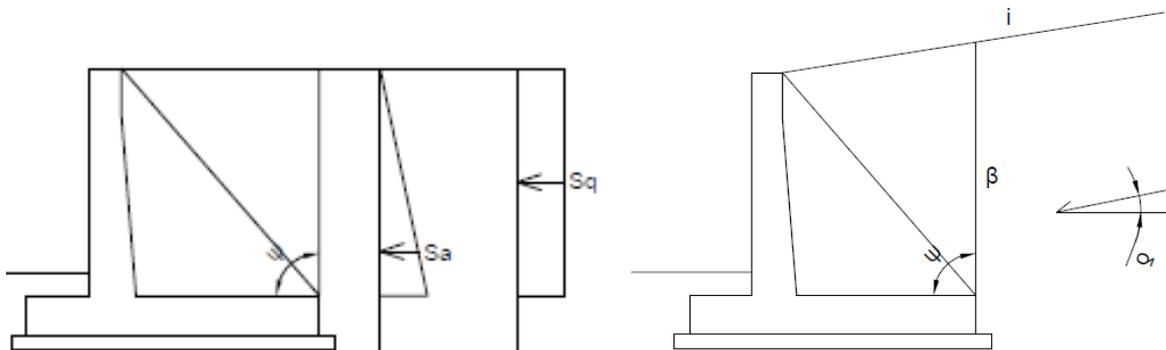
Unità	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	c' [kPa]	f [°]
Rilevato	19	0	35

La profondità della falda è tale da non interagire con le opere.

## 5 ANALISI DEI CARICHI

### 5.1 Spinta sul Muro in Condizioni Statiche

Considerando un terrapieno con peso per unità di volume  $\gamma$ , sovraccarico uniforme su terrapieno  $q$ , condizioni drenate ed assenza di falda, si assume in genere la distribuzione di pressioni riportate nella Figura 3.



**Figura 3: Distribuzione delle Tensioni**

Con riferimento allo schema in figura, in condizioni statiche, il coefficiente di spinta attiva e quello di spinta passiva sono valutati attraverso le espressioni di Muller-Breslau (1924):

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

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

## 5.2 Azione Sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_o$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell’azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche. La determinazione dell’accelerazione massima attesa al suolo è stata effettuata per mezzo di apposito foglio di calcolo (Spettri-NTCver1.0.3) distribuito dal CSLPP, considerando una Vita nominale  $V_N=75$  e una Classe d’uso II ( $C_u=1.5$ ). I parametri sismici ottenuti sono riassunti in Tabella 2, mentre gli step della procedura sono indicati da Figura 4 a **Errore. L’origine riferimento non è stata trovata..**

- Categoria Suolo C
- Categoria Topografica T1

In base alle accelerazioni massime attese sul sito in esame si valutano, alla luce dei parametri valutati successivamente nella condizione di SLV, i coefficienti sismici orizzontale ( $k_h$ ) e verticale ( $k_v$ ) da utilizzare nelle analisi pseudo statiche per i muri su fondazione diretta, con le espressioni che seguono:

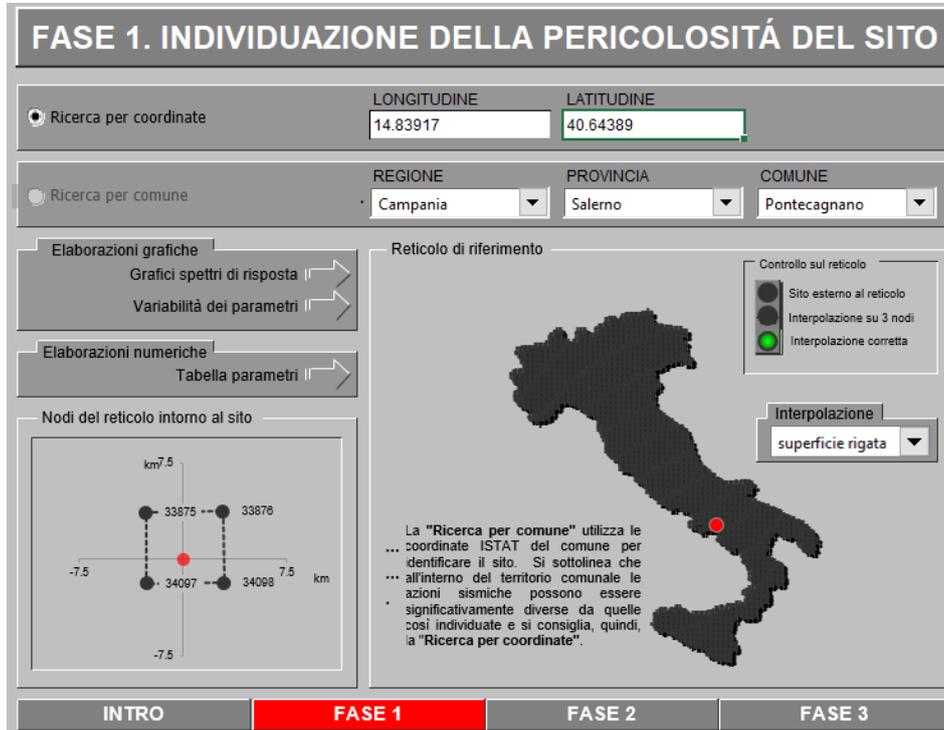
$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g} = 0.07$$

$$k_v = \mp 0.5 k_h = 0.036$$

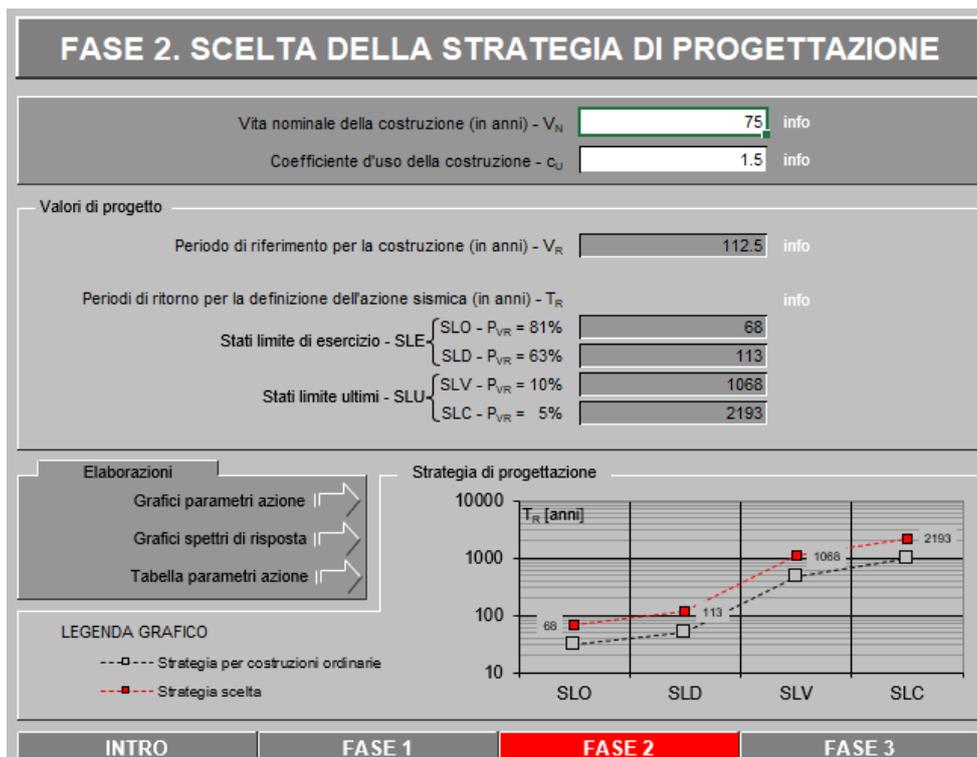
in cui

$$a_{max} = S_s S_t a_g = 0.189 \quad \text{con } S_s=1.198 \text{ (classe di sottosuolo B) e } S_t=1.0 \text{ (cat topografica T1)}$$

$$\beta_m = 0.38 \quad \text{coefficiente di riduzione dell’azione sismica da NTC18 per SLV}$$



**Figura 4: Pericolosità Sismica**



	LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO <b>COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO</b> TRATTA ARECHI – PONTECAGNANO AEROPORTO					
	MURI DI SOSTEGNO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA <b>NN1X</b>	LOTTO 00	CODIFICA D78CL	DOCUMENTO IV 01 00 006	REV. A

Figura 5: Strategia di Progettazione

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.127 g
$F_q$	2.724
$T_c$	0.476 s
$S_s$	1.493
$C_c$	1.341
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.493
$\eta$	1.000
$T_B$	0.213 s
$T_C$	0.639 s
$T_D$	2.108 s

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.190
$T_B$ ←	0.213	0.516
$T_C$ ←	0.639	0.516
	0.709	0.465
	0.779	0.423
	0.849	0.388
	0.918	0.359
	0.988	0.333
	1.058	0.311
	1.128	0.292
	1.198	0.275
	1.268	0.260
	1.338	0.246
	1.408	0.234
	1.478	0.223
	1.548	0.213

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

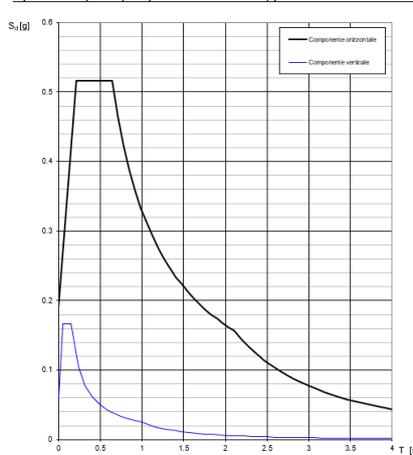


Tabella 2: Parametri dello Spettro SLV

### 5.3 Spinta sul Muro in Condizioni Sismiche

L'analisi delle spinte sull'opera di sostegno in condizioni sismiche è stata eseguita attraverso metodi pseudo statici. Il metodo utilizzato è quello di Mononobe-Okabe il quale rappresenta un'estensione del criterio di Coulomb in cui il cuneo di rottura si muove come un corpo rigido soggetto ad accelerazioni verticali ed orizzontali. Tali accelerazioni sono espresse in funzione di opportuni coefficienti di intensità sismica  $k_v$  e  $k_h$ , menzionati anche dalle norme vigenti. Nel metodo considerato le condizioni di equilibrio limite sono espresse ancora da coefficienti di spinta attiva e passiva definiti a partire dalla geometria del sistema e dalle condizioni sismiche di calcolo.

Con riferimento allo schema di Figura 6, considerato un terreno in assenza di falda, si definisce:

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

ed i coefficienti di spinta sono definiti da:

*Spinta Attiva*

per  $\epsilon \leq \varphi - \vartheta$

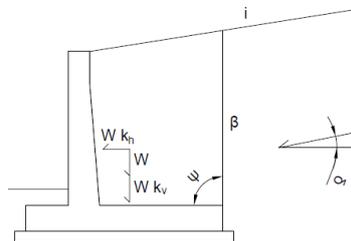
$$k_{a,E} = \frac{\text{sen}(\psi + \varphi - \vartheta)^2}{\cos(\vartheta) \text{sen}(\psi)^2 \text{sen}(\psi - \delta - \vartheta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\psi + \delta) \text{sen}(\varphi - \varepsilon - \vartheta)}{\text{sen}(\psi - \delta - \vartheta) \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

per  $\varepsilon > \varphi - \vartheta$

$$k_{a,E} = \frac{\text{sen}(\psi + \varphi - \vartheta)^2}{\cos(\vartheta) \text{sen}(\psi)^2 \text{sen}(\psi - \delta - \vartheta)}$$

*Spinta Passiva*

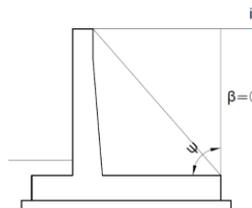
$$k_{p,E} = \frac{\text{sen}(\psi + \varphi - \vartheta)^2}{\cos(\vartheta) \text{sen}(\psi)^2 \text{sen}(\psi + \vartheta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\psi) \text{sen}(\varphi - \varepsilon - \vartheta)}{\text{sen}(\psi + \vartheta) \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$



**Figura 6: Parametri Geometrici**

#### 5.4 Indicazioni Particolari

Il Manuale di Progettazione (Rif. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) riporta al par. 3.10.3.3 indicazioni particolari sulla superficie di applicazione della spinta del terreno sul muro, distinguendo in due casi il problema. I muri a mensola lunga, superficie di applicazione della spinta verticale con  $\psi = 90'$  e  $\delta = i (< \varphi)$ , muri a mensola corta superficie tra lo spigolo lato terreno della testa del muro e lo spigolo lato terreno della fondazione e  $\delta = \varphi/2$ .





LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO  
**COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO**  
TRATTA ARECHI – PONTECAGNANO AEROPORTO

MURI DI SOSTEGNO – RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D78CL	IV 01 00 006	A	15 di 46

**Figura 7: Indicazioni Particolari**

## 6 PROCEDURA DI CALCOLO

### 6.1 Verifiche Geotecniche

Sono state condotte, in accordo con la normativa vigente le seguenti verifiche di carattere geotecnico per i muri di sostegno su fondazione diretta:

- Verifica al ribaltamento, eseguita con riferimento allo spigolo anteriore della platea di fondazione, confrontando il momento stabilizzante  $M_s$  dovuto alle forze verticali con il momento ribaltante  $M_r$  provocato dalle forze orizzontali;
- Verifica allo scorrimento, eseguita controllando che la somma delle forze orizzontali sia sufficientemente inferiore alla forza di attrito che si può esplicitare per effetto dei carichi verticali  $N$  al contatto tra platea di fondazione e terreno. Il coefficiente di attrito  $\mu$  è assunto pari a:

$$\mu = \tan(\varphi)$$

- Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno utilizzando l'espressione della portanza unitaria limite secondo la teoria di Brinch Hansen;
- Verifica a stabilità globale condotte all'equilibrio limite con metodo delle strisce secondo le ipotesi di Bishop. Le potenziali superfici di scorrimento sono state individuate con la procedura *entry and exit*, implementata nel codice di calcolo SLOPE/W della Geo Studio, che prevede come *input* l'indicazione dei segmenti che rappresentano gli intervalli nell'ambito dei quali far variare i punti di entrata e uscita delle suddette superfici.

### 6.2 Verifiche Strutturali

Sono state condotte le verifiche locali degli elementi che costituiscono l'opera di sostegno, valutando in corrispondenza delle sezioni caratteristiche le sollecitazioni esterne e i corrispondenti stati tensionali. Le sezioni di riferimento sono indicate nei report di calcolo. Le azioni sul paramento sono valutate considerando quest'ultimo incastrato nella soletta di fondazione.

Per i muri su fondazione diretta le azioni sulla soletta di fondo (monte e valle) sono valutate col metodo del trapezio delle tensioni considerando questa incastrata al paramento.

Per i muri su fondazione su micropali le azioni sulla soletta di fondo (monte e valle) sono valutate ipotizzando il comportamento a mensola con carichi distribuiti ad estradosso della fondazione e forze concentrate ad intradosso date dalle reazioni dei pali.

### 6.3 CRITERI DI VERIFICA

Il metodo di verifica adottato è quello agli Stati Limite Ultimo (SLU-SLV) ed agli Stati Limite di Esercizio (SLE), secondo quanto previsto dal D.M. del 17 gennaio 2018.

#### 6.3.1 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMO

##### 6.3.1.1 VERIFICHE DI RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Allo Stato Limite Ultimo le verifiche per tensioni normali vengono condotte confrontando per ogni sezione le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza secondo la nota relazione:

$$M_{Rd}(N_{ed}) \geq M_{ed}$$

dove:

- $M_{Rd}$  è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a  $N_{ed}$ ;

- $N_{ed}$  è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

- $M_{ed}$  è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

##### 6.3.1.2 VERIFICHE DI RESISTENZA A TAGLIO

In assenza di armature trasversali a taglio, la verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio è condotta secondo le relazioni:

$$V_{Rd} \geq V_{ed}$$

$$V_{Rd} = \max\{[0.18 \cdot k \cdot (\rho_l \cdot 100 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d; (v_{cp_{min}} O_w)\}$$

con:

- $f_{ck}$  espresso in MPa;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$ ;
- $v_{3/2ck}^{1/2}_{min}$

e dove:

-  $b_w$  è larghezza minima della sezione (in mm);

-  $d$  è altezza utile della sezione (in mm);

-  $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$  è il rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ ) che si estende per non meno di  $(l_{bd} + d)$  oltre la sezione considerata, dove  $l_{bd}$  è la lunghezza di ancoraggio;

-  $\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 f_{cd}$ ).

Le suddette relazioni non sono valide in presenza di significativi sforzi di trazione. In tal caso, occorre disporre idonea armatura trasversale a taglio e le verifiche sono condotte secondo le relazioni:

$$V_{Rd} \geq V_{ed}$$

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

dove:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha \quad (\text{taglio trazione})$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v f_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta) \quad (\text{taglio compressione})$$

dove:

-  $\theta$  è l'inclinazione dei puntoni compressi in cls rispetto asse trave ( $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ )

-  $A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale;

- $s$  è il passo delle armature trasversali;

- $\alpha$  è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

- $\nu f_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del cls d'anima ( $\nu = 0.5$ )

$$-\alpha_c = \begin{cases} 1 & \text{per membrane non compresse} \\ 1 + \sigma_{cp}/f_{cd} & \text{per } 0 \leq \sigma_{cp} < 0.25f_{cd} \\ 1.25 & \text{per } 0.25f_{cd} \leq \sigma_{cp} < 0.5f_{cd} \\ 2.5 \cdot (1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) & \text{per } 0.5f_{cd} \leq \sigma_{cp} < f_{cd} \end{cases} \quad \text{è un coefficiente maggiorativo}$$

### 6.3.2 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

#### 6.3.2.1 CRITERI DI VERIFICA A FESSURAZIONE DELLE SEZIONI IN C.A.

La normativa vigente prevede, per la verifica, in ordine di severità decrescente i seguenti stati limite:

- Stato limite di decompressione: la tensione normale è ovunque nella sezione di compressione ed al più uguale a 0.
- Stato limite di formazione delle fessure: la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è pari a  $\sigma_t = f_{ctm}/1.2$
- Stato limite di apertura delle fessure: il valore della dimensione delle fessure è pari ad uno dei seguenti valori nominali

$$w_1 = 0.2\text{mm} \quad w_2 = 0.3\text{mm} \quad w_3 = 0.4\text{mm}$$

Lo stato di fessurazione è fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

L'ampiezza caratteristica  $w_k$  è calcolata come il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura  $\varepsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$

$$w_k = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di  $\varepsilon_{sm}$  e  $\Delta_{sm}$  devono essere utilizzati criteri riportati in documenti di comprovata validità. Nel caso specifico si rimanda al punto 7.8-EC2.

	LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO <b>COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO</b> <b>TRATTA ARECHI – PONTECAGNANO AEROPORTO</b>					
	MURI DI SOSTEGNO – RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA <b>NN1X</b>	LOTTO 00	CODIFICA D78CL	DOCUMENTO IV 01 00 006	REV. A

Nel Manuale di Progettazione (Rif. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) è imposto il limite  $w_1 = 0.2\text{mm}$  per le opere a permanente contatto con il terreno.

### 6.3.2.2 CRITERI DI VERIFICA PER LE TENSIONI DI ESERCIZIO

Le verifiche tensionali agli stati limite di esercizio consistono nel controllare che, per le combinazioni caratteristiche (rare) e quasi permanenti delle azioni, le tensioni nel calcestruzzo e nelle armature, valutate adottando una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare, siano contenute nei limiti di seguito indicati:

#### Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

$$\sigma_c = 0.55 \cdot f_{ck} \quad \text{per combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c = 0.40 \cdot f_{ck} \quad \text{per combinazione quasi permanente}$$

#### Tensione massima dell'acciaio nelle condizioni di esercizio

$$\sigma_s = 0.75 \cdot f_{yk} \quad \text{per combinazione caratteristica (rara)}$$

## 6.4 **Approccio di Normativa**

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nelle norme NTC18.

Per il muro di sostegno su fondazione diretta sono state effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

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

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno è stata effettuata secondo la combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I.6.2.II e 6.8.I

delle NTC18 rispettivamente validi per le azioni, i parametri geotecnici e le resistenze globali dei sistemi geotecnici.

Le rimanenti verifiche sono state effettuate secondo l'Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3).

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$SLU) \quad \rightarrow \gamma_{G1}G1 + \gamma_{G2}G2 + \gamma_{Q1}Qk_1 + \sum \psi_{0i}Qk_i$$

$$GEO - EQU) \quad \rightarrow \gamma_{G1}G1 + \gamma_{G2}G2 + \gamma_{Q1}Qk_1 + \sum \psi_{0i}Qk_i$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni e fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$Rara) \quad \rightarrow G1 + G2 + Qk_1 + \sum \psi_{0i}Qk_i$$

$$Quasi permanente) \quad \rightarrow G1 + G2 + \psi_{21}Qk_1 + \sum \psi_{0i}Qk_i$$

Per la condizione sismica, la combinazione per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione è definita nella tabella 5.2.VI:

$$Quasi permanente) \quad \rightarrow E + G1 + G2 + \sum \psi_{2i}Qk_i$$

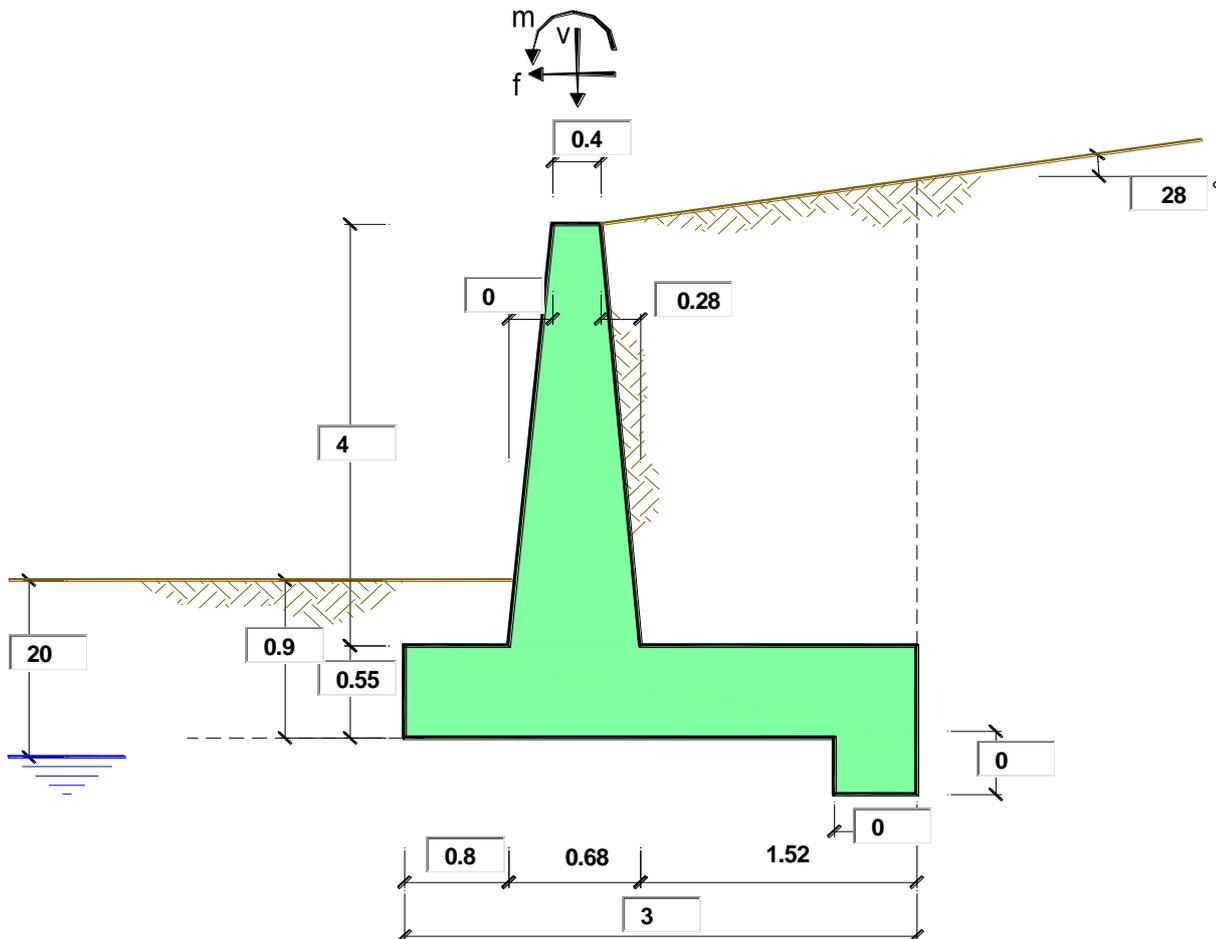
Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:  $G1 + G2 + \sum \psi_{2i}Qk_i$

## 7 VERIFICHE E RISULTATI

### 7.1 MURO FONDAZIONE DIRETTA H=4.0m

Le verifiche geotecniche e strutturali dell'opera sono state eseguite mediante apposito foglio di calcolo del quale si riportano *screenshot* esplicativi.

#### 7.1.1 Geometria e dati di ingresso





LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO  
**COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO**  
**TRATTA ARECHI – PONTECAGNANO AEROPORTO**

MURI DI SOSTEGNO – RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D78CL	IV 01 00 006	A	23 di 46

**OPERA** Muro di Sostegno Via Wenner

**DATI DI PROGETTO:**

**Geometria del Muro**

Elevazione	H3 =	4.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.28	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	B =	3.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.55	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.80	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.52	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.50	(m)

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

Manuale di Progettazione Italferr

Caso Mensola	Angolo di verifica	$45 - \varphi/2 =$	27.50	(°)	0.480	rad
Mensola Corta	Angolo Geometrico	$\beta =$	24.23	(°)	0.423	rad
	Superficie di spinta	$\beta =$	24.23	(°)	0.423	rad

				valori caratteristici SLE		valori di progetto	
				STR/GEO	EQU		
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\varphi$	35.00	35.00	29.26	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$	19.00	19.00	19.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	17.50	17.50	14.63	
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00	0.00	0.00	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi1'$	31.00	31.00	25.67	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma1$	18.00	18.00	18.00	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma d$	18.00	18.00	18.00	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	6.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m <sup>2</sup> )	E	10000			

**Dati Geometrici**

Inclinazione terreno a tergo del muro	$i =$	0.49	rad	28	(°)
Inclinazione superficie di spinta	$\beta =$	0.42	rad	24	(°)
inclinazione piano di posa	$\epsilon =$	0.00	rad	0	(°)
angolo di attrito del terrapieno	$\delta =$	0.31	rad	18	(°)

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_d/g$	0.127	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.49	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0.38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.0719	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0360	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	

Coeff. di Spinta			SLE		STR/GEO	
	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.162		0.162	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.246		0.246	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.255		0.255	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.124		3.124	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.999		2.999	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.989		2.989	

### 7.1.2 Carichi agenti

<b>Carichi Agenti</b>		<b>valori caratteristici</b>		<b>valori di progetto</b>	
		<b>SLE - sisma</b>		<b>STR/GEO</b>	<b>EQU</b>
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no			0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00
Condizioni Statiche	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	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 Ψ1	0.80	condizione quasi permanente Ψ2	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	qs	0.00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00	

### 7.1.3 Verifiche Geotecniche

Secondo l'approccio normativo considerato deve risultare  $R_d \geq E_d$  che, in termini di coefficienti di sicurezza estratti dal foglio di calcolo si traduce in  $F_s \geq \gamma_R$ .

I valori di  $F_s$  di seguito riportati confermano la verifica

Valori  $\gamma_R / F_S$

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
<b>Statico</b>	1.1 / 2.66	1.15 / 8.40	1.4 / 6.09
<b>Sismico</b>	1.0 / 1.78	1.0 / 3.66	1.2 / 3.18

MURI DI SOSTEGNO – RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D78CL	IV 01 00 006	A	25 di 46

**FORZE VERTICALI**

- Peso del Muro (Pm)

		Caratteristico	STR/GEO
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m) 0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 40.00	40.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m) 14.00	14.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 41.25	41.25
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m) 95.25	95.25

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m) 115.52	115.52
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m) 16.37	16.37
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2$	(kN/m) 10.64	10.64
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m) 0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m) 142.53	142.53

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m) 0	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m) 0	0

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

- Muro (Mm)

		Caratteristico	STR/GEO
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m) 0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m) 40.00	40.00
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m) 18.11	18.11
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m) 61.88	61.88
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m) 0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m) 119.98	119.98

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

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m) 258.76	258.76
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m) 39.28	39.28
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m) 14.75	14.75
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m) 0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m) 312.80	312.80

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m) 0	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m) 0	0

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m) 6.85
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m) 3.42

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

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m) 10.25
Ptsh v =	$Pt \cdot kv$	(kN/m) 5.12

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

MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m) 0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m) 7.33
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m) 1.90
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m) 0.82
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m) 0.00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m) 10.05

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

MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m) 0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m) 1.44
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m) 0.65
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m) 2.22
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m) 0.00
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m) 4.31

**MURI DI SOSTEGNO – RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D78CL	IV 01 00 006	A	26 di 46

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

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	( kNm/m )	21.18
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	( kNm/m )	8.61
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	( kNm/m )	2.46
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	( kNm/m )	32.26

- 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 )	9.30
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	( kNm/m )	1.47
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	( kNm/m )	0.62
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	( kNm/m )	11.39

**CONDIZIONE STATICA**
**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

			SLE	STR/GEO
St	$= 0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	46.68	60.68
Sq perm	$= q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	0.00	0.00
Sq acc	$= q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth	$= St \cdot \cos(\delta)$	(kN/m)	44.52	57.87
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)	14.04	18.25
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

- Spinta passiva sul dente

Sp	$= \frac{1}{2} \cdot g1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00
----	--	--------	------	------

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

			SLE	STR/GEO
MSt1	$= Sth \cdot ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 3 - Hd)$	( kNm/m )	81.72	106.24
MSt2	$= Stv \cdot B$	( kNm/m )	42.11	54.74
MSq1 perm	$= Sqh \text{ perm} \cdot ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 2 - Hd)$	( kNm/m )	0.00	0.00
MSq1 acc	$= Sqh \text{ acc} \cdot ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 2 - Hd)$	( kNm/m )	0.00	0.00
MSq2 perm	$= Sqv \text{ perm} \cdot B$	( kNm/m )	0.00	0.00
MSq2 acc	$= Sqv \text{ acc} \cdot B$	( kNm/m )	0.00	0.00
MSp	$= \gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	( kNm/m )	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

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

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}} \quad 256.02 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f \quad 57.87 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi' \quad 0.60 \quad (-)$$

$$\mathbf{F_s \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{2.66} \quad > \quad \mathbf{1.1}}$$

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)**

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 432.78 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} \quad 51.50 \quad (\text{kNm/m})$$

$$\mathbf{F_s \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad \mathbf{8.40} \quad > \quad \mathbf{1.15}}$$

**MURI DI SOSTEGNO – RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D78CL	IV 01 00 006	A	28 di 46

**VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)		256.02	256.02	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T = Sth + Sqh + f - Sp		57.87	57.87	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM = ΣM		381.28	381.28	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M = Xc*N - MM		2.75	2.75	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	31.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m <sup>3</sup> )
q <sub>0</sub> = γd'H <sub>2</sub> '	sovraccarico stabilizzante	16.20		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	0.01	0.01	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2.98	2.98	(m)

 I valori di N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub> e N<sub>γ</sub> sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

N <sub>q</sub> = tg <sup>2</sup> (45 + φ/2) * e <sup>(π * tg(φ))</sup>	(1 in cond. nd)	20.63		(-)
N <sub>c</sub> = (N <sub>q</sub> - 1) / tg(φ)	(2+π in cond. nd)	32.67		(-)
N <sub>γ</sub> = 2 * (N <sub>q</sub> + 1) * tg(φ)	(0 in cond. nd)	25.99		(-)

 I valori di i<sub>c</sub>, i<sub>q</sub> e i<sub>γ</sub> sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

i <sub>q</sub> = (1 - T / (N + B * c' * cotg(φ))) <sup>m</sup>	(1 in cond. nd)	0.60	0.60	(-)
i <sub>c</sub> = i <sub>q</sub> - (1 - i <sub>q</sub> ) / (N <sub>q</sub> - 1)		0.58	0.58	(-)
i <sub>γ</sub> = (1 - T / (N + B * c' * cotg(φ))) <sup>m+1</sup>		0.46	0.46	(-)
b <sub>q</sub> = (1 - ε tan(φ)) <sup>2</sup>		1.00		(-)
b <sub>c</sub> = b <sub>q</sub> - (1 - b <sub>q</sub> ) / (N <sub>c</sub> tan(j))		1.00		(-)
b <sub>γ</sub> = b <sub>q</sub>		1.00		(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q <sub>lim</sub>	(carico limite unitario)	523.23	523.23	(kN/m <sup>2</sup> )
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = q<sub>lim</sub> * B* / N</b>	Nmin	<b>6.09</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>6.09</b>	>	

## CONDIZIONE SISMICA +

### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	46.68	46.68
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+$ - Sst1 stat	(kN/m)	26.80	26.80
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	44.52	44.52
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	25.56	25.56
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	14.04	14.04
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	8.06	8.06
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

Sp = $\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00
--	--------	------	------

### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	( kNm/m )	81.72	81.72
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	( kNm/m )	46.92	46.92
MSst2 stat = Sst1v stat * B	( kNm/m )	42.11	42.11
MSst2 sism = Sst1v sism * B	( kNm/m )	24.18	24.18
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	( kNm/m )	0.00	0.00
MSsq2 = Ssq1v * B	( kNm/m )	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	( kNm/m )	0.00	0.00

### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_{sv} + P_{tsv} \quad 268.42 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_t h \quad 87.18 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\varphi_1' \quad 0.60 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.85} \quad > \quad \mathbf{1.00}$$

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 432.78 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 88.95 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{4.87} \quad > \quad \mathbf{1.00}$$

**MURI DI SOSTEGNO – RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D78CL	IV 01 00 006	A	31 di 46

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	268.42	268.42	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	87.18		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	343.83	343.83	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	58.80	58.80	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c_1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	31.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	16.20		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.22	0.22	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.56	2.56	(m)

 I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	20.63		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	( $2 + \pi$ in cond. nd)	32.67		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	25.99		(-)

 I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.46	0.46	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.43	0.43	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\phi)))^{m+1}$		0.31	0.31	(-)
$b_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan(\phi))^2$		1.00		(-)
$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \cdot \tan(\phi))$		1.00		(-)
$b_\gamma = b_q$		1.00		(-)

 (fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	336.89	336.89	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>3.22</b>	>	<b>1.20</b>
		Nmax	<b>3.22</b>	>	



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO  
**COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO**  
TRATTA ARECHI – PONTECAGNANO AEROPORTO

MURI DI SOSTEGNO – RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
<b>NN1X</b>	00	D78CL	IV 01 00 006	A	32 di 46

## CONDIZIONE SISMICA -

### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	46.68	46.68
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas - Sst1 stat$	(kN/m)	24.19	24.19
Ssq1 perm =	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 stat \cdot \cos \delta$	(kN/m)	44.52	44.52
Sst1h sism =	$Sst1 sism \cdot \cos \delta$	(kN/m)	23.07	23.07
Ssq1h perm =	$Ssq1 perm \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc =	$Ssq1 acc \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 stat \cdot \sin \delta$	(kN/m)	14.04	14.04
Sst1v sism =	$Sst1 sism \cdot \sin \delta$	(kN/m)	7.27	7.27
Ssq1v perm =	$Ssq1 perm \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 acc \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00
------	--	--------	------	------

### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	
MSst1 stat =	$Sst1h stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	81.72	81.72
MSst1 sism =	$Sst1h sism \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	42.35	42.35
MSst2 stat =	$Sst1v stat \cdot B$	(kNm/m)	42.11	42.11
MSst2 sism =	$Sst1v sism \cdot B$	(kNm/m)	21.82	21.82
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps + 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00

### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

MURI DI SOSTEGNO – RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D78CL	IV 01 00 006	A	34 di 46

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 250.54 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 84.69 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.60 \quad (-)$$

$$\mathbf{F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad 1.78 \quad > \quad 1.00}$$

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 432.78 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 118.15 \quad (\text{kNm/m})$$

$$\mathbf{F_r = M_s / M_r \quad 3.66 \quad > \quad 1.00}$$

**MURI DI SOSTEGNO – RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D78CL	IV 01 00 006	A	35 di 46

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		250.54	250.54	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		84.69		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		314.63	314.63	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		61.17	61.17	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c'1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\phi'1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	31.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	16.20		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.24	0.24	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.51	2.51	(m)

 I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	20.63		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	32.67		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	25.99		(-)

 I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.44	0.44	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.41	0.41	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^{m+1}$		0.29	0.29	(-)
$b_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan(\phi))^2$		1.00		(-)
$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \cdot \tan(\phi))$		1.00		(-)
$b_\gamma = b_q$		1.00		(-)

 (fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	316.92	316.92	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>3.18</b>	>	<b>1.20</b>
		Nmax	<b>3.18</b>	>	

### 7.1.4 Verifiche Strutturali

#### Verifica allo Stato Limite Ultimo

##### CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

##### Reazione del terreno

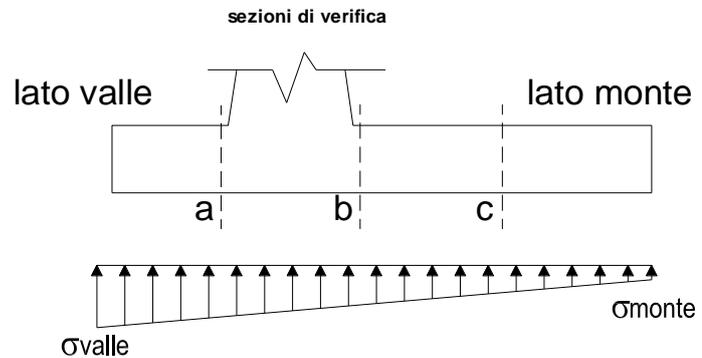
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.00 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.50 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	256.02	2.75	87.18	83.51
	256.02	2.75	87.18	83.51
sisma+	268.42	58.80	128.68	50.27
	268.42	58.80	128.68	50.27
sisma-	250.54	61.17	124.30	42.73
	250.54	61.17	124.30	42.73



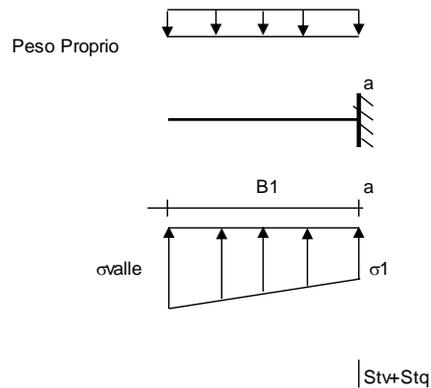
##### Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio. PP} = 13.75 \text{ (kN/m)}$$

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

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

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$	$V_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	87.18	86.20	23.39	58.35
	87.18	86.20	23.39	58.35
sisma+	128.68	107.77	34.39	85.27
	128.68	107.77	34.55	85.27
sisma-	124.30	102.54	33.21	81.52
	124.30	102.54	33.05	81.52



MURI DI SOSTEGNO – RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D78CL	IV 01 00 006	A	37 di 46

**Mensola Lato Monte**

PP =	13.75	(kN/m <sup>2</sup> )	peso proprio soletta fondazione
PD =	0.00	(kN/m)	peso proprio dente

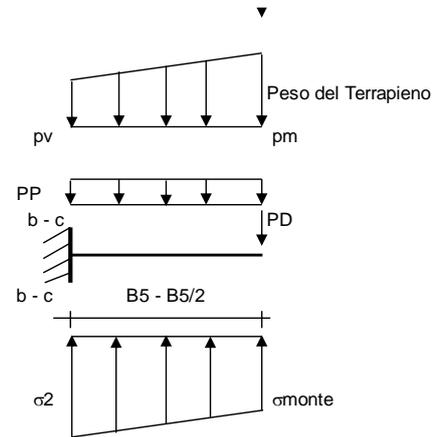
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm =	94.18	94.18	94.18	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb =	78.83	78.83	78.83	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc =	86.51	86.51	86.51	(kN/m <sup>2</sup> )

$$M_b = (\sigma_{monte} - (pvb + PP) * (1 \pm kv)) * B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) * B^2 / 6 - (pm - pvb) * (1 \pm kv) * B^2 / 3 + (Stv + Sqv) * B^2 * PD * (1 \pm kv) * (B - Bd / 2) - PD * kh * (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp * H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (pvc + PP) * (1 \pm kv)) * (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) * (B5 / 2)^2 / 6 - (pm - pvc) * (1 \pm kv) * (B5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) * (B5 / 2) - PD * (1 \pm kv) * (B5 / 2 - Bd / 2) - PD * kh * (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp * H2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (pvb + PP) * (1 \pm kv)) * B5 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) * B5 / 2 - (pm - pvb) * (1 \pm kv) * B5 / 2 - (Stv + Sqv) - PD * (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (pvc + PP) * (1 \pm kv)) * (B5 / 2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) * (B5 / 2) - (pm - pvc) * (1 \pm kv) * (B5 / 2) - (Stv + Sqv) - PD * (1 \pm kv)$$



caso	$\sigma_{monte}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{2b}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Mb [kNm]	Vb [kN]	$\sigma_{2c}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Mc [kNm]	Vc [kN]
statico	83.51	85.37	-49.33	-42.30	84.44	-20.09	-34.42
	83.51	85.37	-49.33	-42.30	84.44	-20.09	-34.42
sisma+	50.27	90.00	-83.26	-73.36	70.13	-31.89	-58.30
	50.27	90.00	-83.26	-73.36	70.13	-31.89	-58.30
sisma-	42.73	84.06	-81.62	-71.86	63.39	-31.20	-57.25
	42.73	84.06	-81.62	-71.86	63.39	-31.20	-57.25

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

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

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

$$M_{inerzia} = \sum P m_i * b_i * kh$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \sum P m_i * (1 \pm kv)$$

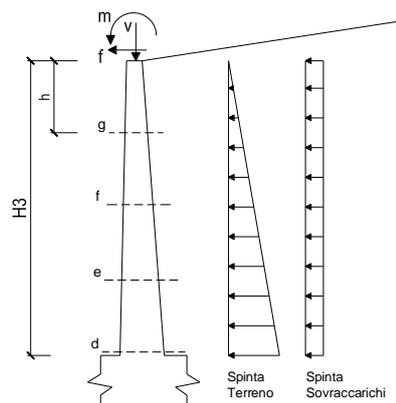
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} * \gamma * (1 \pm kv) * h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \sum P m_i * kh$$



**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	4.00	40.71	0.00	0.00	40.71	0.00	54.00	54.00
e-e	3.00	17.17	0.00	0.00	17.17	0.00	37.88	37.88
f-f	2.00	5.09	0.00	0.00	5.09	0.00	23.50	23.50
g-g	1.00	0.64	0.00	0.00	0.64	0.00	10.88	10.88

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	30.53	0.00	0.00	30.53
e-e	3.00	17.17	0.00	0.00	17.17
f-f	2.00	7.63	0.00	0.00	7.63
g-g	1.00	1.91	0.00	0.00	1.91

**condizione sismica +**

sezione	h	M <sub>stat</sub>	M <sub>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	4.00	31.32	18.85	0.00	0.00	7.09	57.26	0.00	55.94	55.94
e-e	3.00	13.21	7.95	0.00	0.00	3.80	24.97	0.00	39.24	39.24
f-f	2.00	3.91	2.36	0.00	0.00	1.61	7.88	0.00	24.34	24.34
g-g	1.00	0.49	0.29	0.00	0.00	0.38	1.16	0.00	11.27	11.27

sezione	h	V <sub>stat</sub>	V <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	4.00	23.49	14.14	0.00	0.00	3.88	41.51
e-e	3.00	13.21	7.95	0.00	0.00	2.72	23.89
f-f	2.00	5.87	3.53	0.00	0.00	1.69	11.10
g-g	1.00	1.47	0.88	0.00	0.00	0.78	3.13

**condizione sismica -**

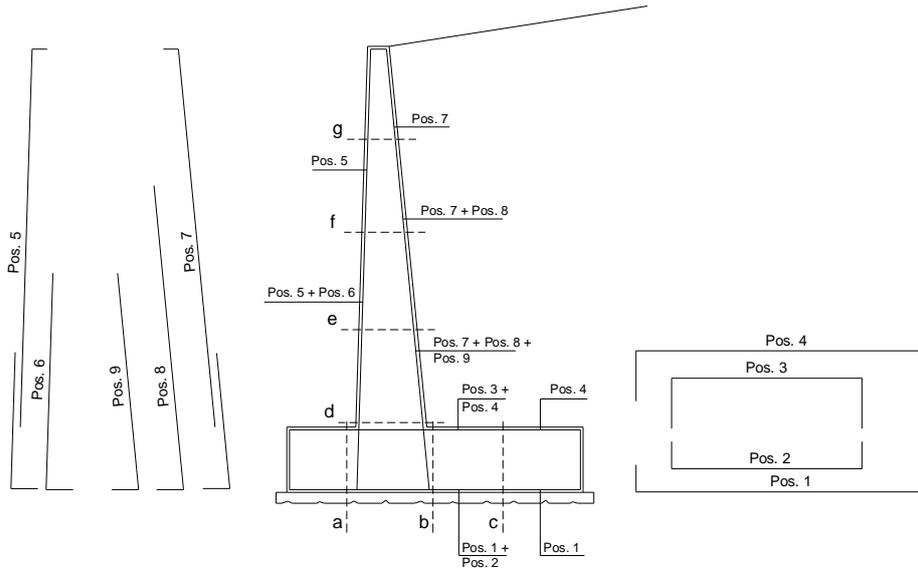
sezione	h	M <sub>stat</sub>	M <sub>sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	31.32	17.02	0.00	0.00	7.09	55.43	0.00	52.06	52.06
e-e	3.00	13.21	7.18	0.00	0.00	3.80	24.19	0.00	36.51	36.51
f-f	2.00	3.91	2.13	0.00	0.00	1.61	7.65	0.00	22.66	22.66
g-g	1.00	0.49	0.27	0.00	0.00	0.38	1.14	0.00	10.48	10.48

sezione	h	V <sub>stat</sub>	V <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	4.00	23.49	12.76	0.00	0.00	3.88	40.13
e-e	3.00	13.21	7.18	0.00	0.00	2.72	23.11
f-f	2.00	5.87	3.19	0.00	0.00	1.69	10.75
g-g	1.00	1.47	0.80	0.00	0.00	0.78	3.05

MURI DI SOSTEGNO – RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D78CL	IV 01 00 006	A	39 di 46

**SCHEMA DELLE ARMATURE**

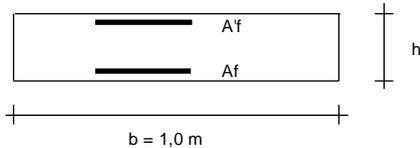


**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16	<input type="checkbox"/>	5	5.0	12	<input type="checkbox"/>
2			<input type="checkbox"/>	6			<input type="checkbox"/>
3			<input type="checkbox"/>	7	5.0	16	<input type="checkbox"/>
4	5.0	20		8			<input type="checkbox"/>
				9			<input type="checkbox"/>

Calcola

**VERIFICHE**



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

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	34.55	0.00	0.55	10.05	15.71	192.30
b - b	-83.26	0.00	0.55	15.71	10.05	288.42
c - c	-31.89	0.00	0.55	15.71	10.05	288.42
d - d	57.26	55.94	0.68	10.05	5.65	259.43
e - e	24.97	39.24	0.61	10.05	5.65	225.66
f - f	7.88	24.34	0.54	10.05	5.65	193.45
g - g	1.16	11.27	0.47	10.05	5.65	162.63

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

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	∅ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	85.27	0.55	197.08	12	50	30	21.8	325.28	Armatura a taglio non necessaria
b - b	73.36	0.55	204.93	12	50	30	21.8	325.28	Armatura a taglio non necessaria
c - c	58.30	0.55	204.93	12	50	30	21.8	325.28	Armatura a taglio non necessaria
d - d	41.51	0.68	241.01	12	50	30	21.8	411.58	Armatura a taglio non necessaria
e - e	23.89	0.61	219.30	12	50	30	21.8	365.11	Armatura a taglio non necessaria
f - f	11.10	0.54	197.48	12	50	30	21.8	318.64	Armatura a taglio non necessaria
g - g	3.13	0.47	175.45	12	50	30	21.8	272.17	Armatura a taglio non necessaria

**VERIFICA A FESSURAZIONE**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

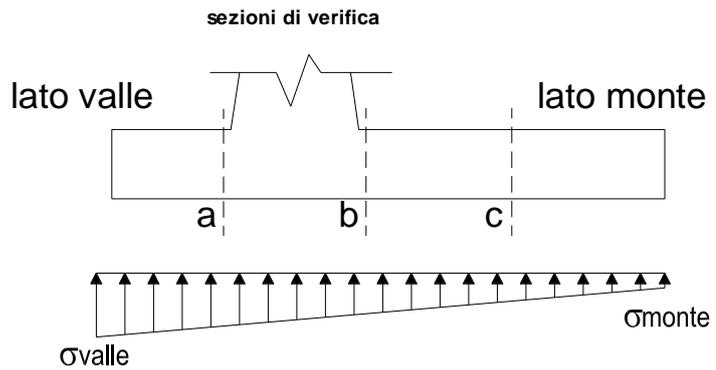
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.00 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.50 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Rara	251.81	-15.45	73.64	94.24
	251.81	-15.45	73.64	94.24
Q.P.	251.81	-15.45	73.64	94.24
	251.81	-15.45	73.64	94.24

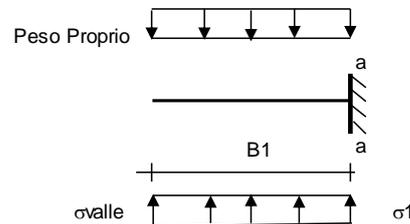


**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 13.75 (kN/m)

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

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
Rara	73.64	79.13	19.75
	73.64	79.13	19.75
Q.P.	73.64	79.13	19.75
	73.64	79.13	19.75



**Mensola Lato Monte**

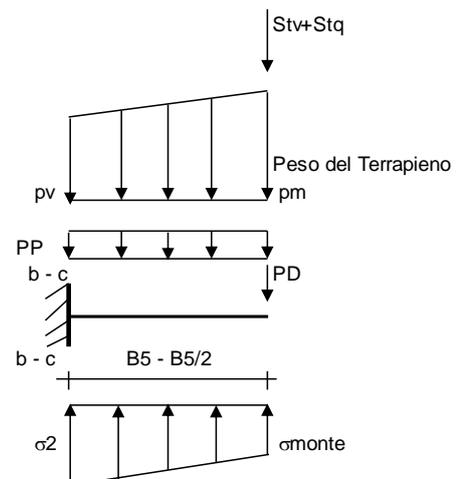
PP = 13.75 (kN/m<sup>2</sup>) peso proprio soletta fondazione  
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	94.18	94.18	94.18	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	78.83	78.83	78.83	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	86.51	86.51	86.51	(kN/m <sup>2</sup> )

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

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

caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_{2b}$	$M_b$	$\sigma_{2c}$	$M_c$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
Rara	94.24	83.80	-35.27	89.02	-14.39
	94.24	83.80	-35.27	89.02	-14.39
Q.P.	94.24	83.80	-35.27	89.02	-14.39
	94.24	83.80	-35.27	89.02	-14.39



**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

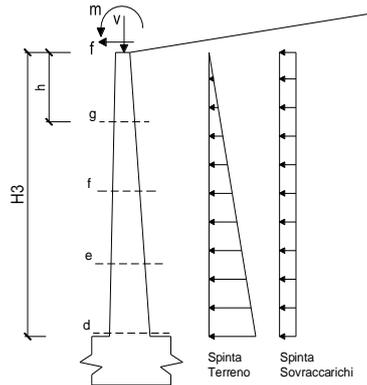
**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h/3$$

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

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

$$N_{ext} = v$$



**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	4.00	31.32	0.00	0.00	31.32	0.00	54.00	54.00
e-e	3.00	13.21	0.00	0.00	13.21	0.00	37.88	37.88
f-f	2.00	3.91	0.00	0.00	3.91	0.00	23.50	23.50
g-g	1.00	0.49	0.00	0.00	0.49	0.00	10.88	10.88

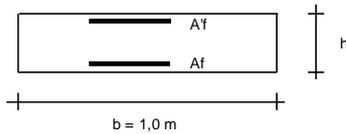
**condizione Quasi Permanente**

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	4.00	31.32	0.00	0.00	31.32	0.00	54.00	54.00
e-e	3.00	13.21	0.00	0.00	13.21	0.00	37.88	37.88
f-f	2.00	3.91	0.00	0.00	3.91	0.00	23.50	23.50
g-g	1.00	0.49	0.00	0.00	0.49	0.00	10.88	10.88

MURI DI SOSTEGNO – RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D78CL	IV 01 00 006	A	42 di 46

**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 Rara**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$	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	19.75	0.00	0.55	10.05	15.71	0.74	43.41	0.072	0.200	
b - b	-35.27	0.00	0.55	15.71	10.05	1.13	50.27	0.069	0.200	
c - c	-14.39	0.00	0.55	15.71	10.05	0.46	20.51	0.028	0.200	
d - d	31.32	54.00	0.68	10.05	5.65	0.84	29.10	0.048	0.200	
e - e	13.21	37.88	0.61	10.05	5.65	0.41	9.17	0.014	0.200	
f - f	3.91	23.50	0.54	10.05	5.65	0.13	0.73	0.001	0.200	
g - g	0.49	10.88	0.47	10.05	5.65	0.00	-	-	0.200	sez. compressa

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

**condizione Quasi Permanente**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$	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	19.75	0.00	0.55	10.05	15.71	0.74	43.41	0.072	0.200	
b - b	-35.27	0.00	0.55	15.71	10.05	1.13	50.27	0.069	0.200	
c - c	-14.39	0.00	0.55	15.71	10.05	0.46	20.51	0.028	0.200	
d - d	31.32	54.00	0.68	10.05	5.65	0.84	29.10	0.048	0.200	
e - e	13.21	37.88	0.61	10.05	5.65	0.41	9.17	0.014	0.200	
f - f	3.91	23.50	0.54	10.05	5.65	0.13	0.73	0.001	0.200	
g - g	0.49	10.88	0.47	10.05	5.65	0.00	-	-	0.200	sez. compressa

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

**VERIFICHE TENSIONE**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

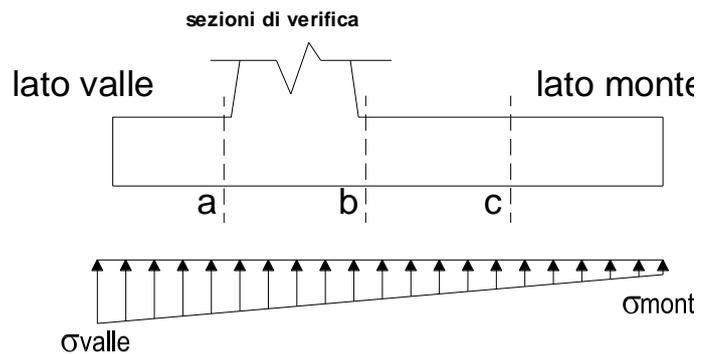
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.00 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.50 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Rara	251.81	-15.45	73.64	94.24
	251.81	-15.45	73.64	94.24
QP	251.81	-15.45	73.64	94.24
	251.81	-15.45	73.64	94.24

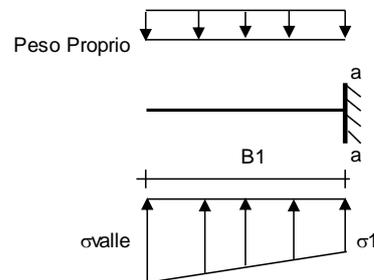


**Mensola Lato Valle**

$$PP = 13.75 \text{ (kN/m)}$$

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

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	Ma
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
Rara	73.64	79.13	19.75
	73.64	79.13	19.75
QP	73.64	79.13	19.59
	73.64	79.13	19.59



**Mensola Lato Monte**

$$PP = 13.75 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

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

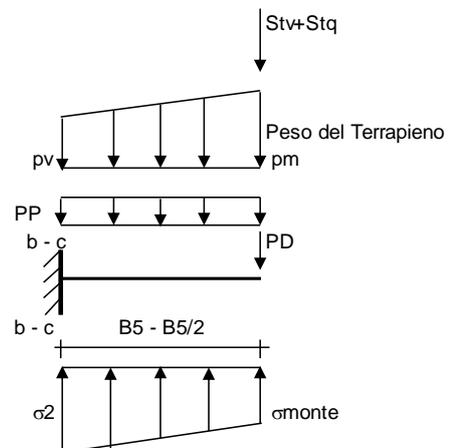
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	94.18	94.18	94.18	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	78.83	78.83	78.83	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	86.51	86.51	86.51	(kN/m <sup>2</sup> )

$$Mb = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H/2) + M_{sp} + Sp \cdot H/2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2)^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H/2) + M_{sp} + Sp \cdot H/2$$



caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_{2b}$	Mb	$\sigma_{2c}$	Mc
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
Rara	94.24	83.80	-35.27	89.02	-14.39
	94.24	83.80	-35.27	89.02	-14.39
QP	94.24	83.80	-51.79	89.02	-21.61
	94.24	83.80	-51.79	89.02	-21.61

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

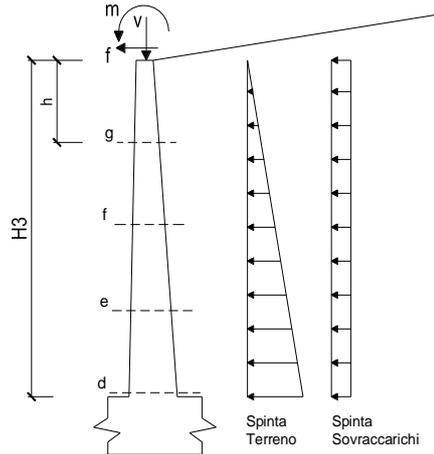
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

$$N_{ext} = v$$

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



**condizione Rara**

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	4.00	31.32	0.00	0.00	31.32	0.00	54.00	54.00
e-e	3.00	13.21	0.00	0.00	13.21	0.00	37.88	37.88
f-f	2.00	3.91	0.00	0.00	3.91	0.00	23.50	23.50
g-g	1.00	0.49	0.00	0.00	0.49	0.00	10.88	10.88

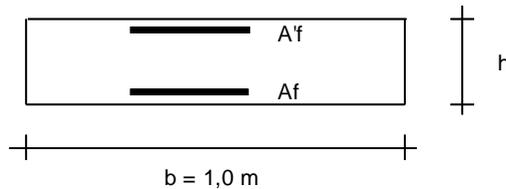
**condizione quasi permanente**

sezione	h	Mt stat	Mt sism	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	4.00	31.32	18.85	0.00	0.00	7.09	57.26	0.00	55.94	55.94
e-e	3.00	13.21	7.95	0.00	0.00	3.80	24.97	0.00	39.24	39.24
f-f	2.00	3.91	2.36	0.00	0.00	1.61	7.88	0.00	24.34	24.34
g-g	1.00	0.49	0.29	0.00	0.00	0.38	1.16	0.00	11.27	11.27

MURI DI SOSTEGNO – RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D78CL	IV 01 00 006	A	45 di 46

**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 Rara**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
a - a	19.75	0.00	0.55	10.05	15.71	0.74	43.41
b - b	-35.27	0.00	0.55	15.71	10.05	1.13	50.27
c - c	-14.39	0.00	0.55	15.71	10.05	0.46	20.51
d - d	31.32	54.00	0.68	10.05	5.65	0.84	29.10
e - e	13.21	37.88	0.61	10.05	5.65	0.41	9.17
f - f	3.91	23.50	0.54	10.05	5.65	0.13	0.73
g - g	0.49	10.88	0.47	10.05	5.65	0.03	-

sez. compressa

**Condizione Quasi Permanente**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
a - a	19.59	0.00	0.55	10.05	15.71	0.73	43.06
b - b	-51.79	0.00	0.55	15.71	10.05	1.66	73.81
c - c	-21.61	0.00	0.55	15.71	10.05	0.69	30.80
d - d	57.26	55.94	0.68	10.05	5.65	1.57	71.97
e - e	24.97	39.24	0.61	10.05	5.65	0.82	30.24
f - f	7.88	24.34	0.54	10.05	5.65	0.31	6.84
g - g	1.16	11.27	0.47	10.05	5.65	0.05	0.01

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

## 8 INCIDENZE

Si riportano di seguito le incidenze per i muri di sostegno, per il calcolo nel dettaglio vedere paragrafi precedenti:

Elemento Strutturale	Dimensione sezione [m]		Incidenza di progetto [kg/mc]
	H	B	
-	H	B	
Paramento	var	1.00	60
Platea Fondazione	0.55	1.00	70