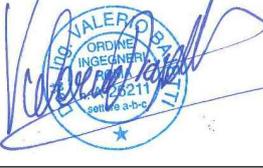


# S.S. N. 9 "VIA EMILIA"

## VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.P. EX S.S. N.234

### PROGETTO ESECUTIVO

  Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4663 W)	ING. RENATO DEL PRETE  Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073	DOTT. GEOL. DANILO GALLO  Dott. Geol. Danilo Gallo Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 588	INTEGRAZIONE PRESTAZIONI	PROGETTISTA
			Ing. Renato Del Prete	Ing. Valerio Bajetti (I.T. S.r.l.)
  Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211	SETAC Srl Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni  Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771	  E&G Engineering & Graphics S.r.l.  Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102	PROGETTAZIONE STRADALE	PROGETTAZIONE IDRAULICA
			Ing. Gaetano Ranieri (Ga&M S.r.l.)	Ing. Fabrizio Bajetti (I.T. S.r.l.)
  Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137	ECOPLAN Società di Ingegneria e Architettura  Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433	ARKE INGEGNERIA s.r.l. Via Immediatore Fratelli n. 4 - 70129 Bari  Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970	PROGETTAZIONE OPERE D'ARTE MAGGIORI	PROGETTAZIONE OPERE D'ARTE MINORI
			Ing. Renato Vaira (Studio Corona S.r.l.)	Ing. Nicola Ligas (I.T. S.r.l.)
			COMPUTI	CANTIERISTICA
			Ing. Valerio Bajetti (I.T. S.r.l.)	Ing. Gaetano Ranieri (Ga&M S.r.l.)
			GEOLOGIA	GEOTECNICA
			Dott. Danilo Gallo	Ing. Gianfranco Sodero (Studio Corona S.r.l.)
			AMBIENTE	SICUREZZA
			Dott. Emilio Macchi (ECOPLAN S.r.l.)	Ing. Gaetano Ranieri (Ga&M S.r.l.)

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	IL RESPONSABILE DELLA INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE	PROGETTISTA	GEOLOGO	IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE
				
Dott. Ing. Fabrizio CARDONE	Ing. Renato DEL PRETE	Ing. Valerio BAJETTI	Dott. Danilo GALLO	Ing. Gaetano RANIERI

<h1>LB13</h1>	<h2>L - PROGETTO STRUTTURALE</h2> <h3>TOMBINATURE IDRAULICHE</h3> <p>LB - RELAZIONI DI CALCOLO TOMBINATURE E OPERE MINORI                  RELAZIONE DI CALCOLO MANUFATTI DI ENTRATA E USCITA                  TOMBINO CIRCOLARE</p>
---------------	--

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG. <b>COMI</b> <b>E</b> <b>1701</b>	LB13-T00TM00STRRE13_B.dwg		
	CODICE ELAB. <b>T00TM00STRRE13</b>	<b>B</b>	-----

D					
C					
B	EMISSIONE A SEGUITO PARERE REGIONE LOMBARDIA E CONSORZIO BONIFICA MUZZA	GIUGNO 2018	ING. GIUSEPPE CRISÀ	PROF. ING. LUIGI MONTERISI	ING. VALERIO BAJETTI
A	EMISSIONE	DICEMBRE 2017	ING. GIUSEPPE CRISÀ	PROF. ING. LUIGI MONTERISI	ING. VALERIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## SOMMARIO

1	PREMESSA .....	3
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE .....	3
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	5
4	UNITA' DI MISURA .....	5
5	MATERIALI .....	6
5.1	Calcestruzzo .....	6
5.1.1	Calcestruzzo per opere di sottofondazione .....	6
5.1.2	Calcestruzzo per le opere strutturali.....	6
5.2	Acciaio .....	6
5.2.1	Acciaio per armatura lenta .....	6
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	7
7	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	8
7.1	Identificazione della località e dei parametri sismici generali.....	8
7.2	Definizione della strategia progettuale .....	9
7.3	Parametri di calcolo .....	11
7.3.1	Parametri numerici sismici .....	11
7.3.2	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica .....	11
7.3.3	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica .....	11
7.3.4	Fattori di struttura.....	12
7.3.5	Definizione dello spettro di progetto .....	12
7.4	Definizione dei coefficienti sismici di calcolo .....	15
8	ANALISI DEI CARICHI.....	16
8.1	Peso proprio delle strutture in cemento armato.....	16
8.2	Spinta dei terreni a tergo dell'opera di sostegno .....	16
8.3	Spinta dei sovraccarichi a tergo dell'opera di sostegno.....	16
8.4	Azione sismica.....	17
8.4.1	Azione inerziale delle masse.....	17
8.5	Sovrappinta dinamica dei terreni.....	17
9	COMBINAZIONI DI CARICO.....	18
9.1	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi- permanenti	18
9.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti.....	18
9.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche.....	18
9.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche.....	19
9.5	Combinazione di carico sismiche.....	19
9.6	Definizione dei coefficienti di partecipazione e riepilogo delle combinazioni.....	20
10	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI .....	21
10.1	Dati di input .....	21
10.2	Azioni sollecitanti.....	24
11	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	26
11.1	Condizione statica.....	26
11.2	Condizione sismica + .....	28
11.3	Condizione sismica – .....	30
11.4	Riepilogo verifiche .....	31
12	VERIFICHE STRUTTURALI.....	32
12.1	Verifiche allo Stato Limite Ultimo .....	32

12.2	Verifica allo Stato Limite di fessurazione .....	36
12.3	Verifiche tensioni .....	39
13	VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE .....	42
14	SOTTOSCRIZIONE DELL'ELABORATO DA PARTE DEL R.T.P. ....	44

## 1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta la descrizione, il dimensionamento e le verifiche strutturali e geotecniche dei muri di testata (imbocco e sbocco) in cemento armato dei tombini circolari prefabbricati  $\varnothing 1500$  nell'ambito del progetto esecutivo "S.S. n.9 Emilia – Variante di Casalpusterlengo ed eliminazione passaggio a livello sulla S.P. ex S.S. N.234".

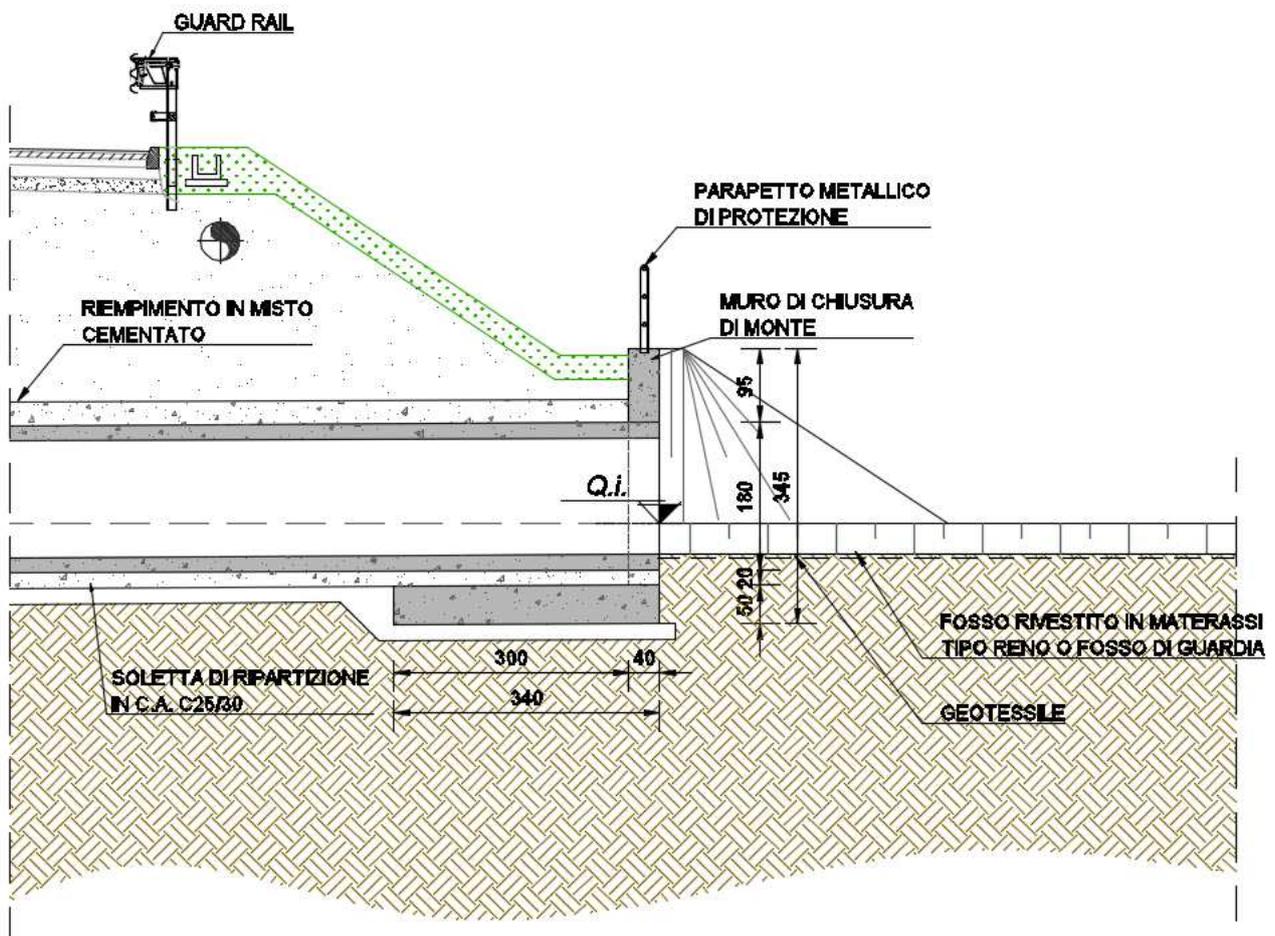
## 2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

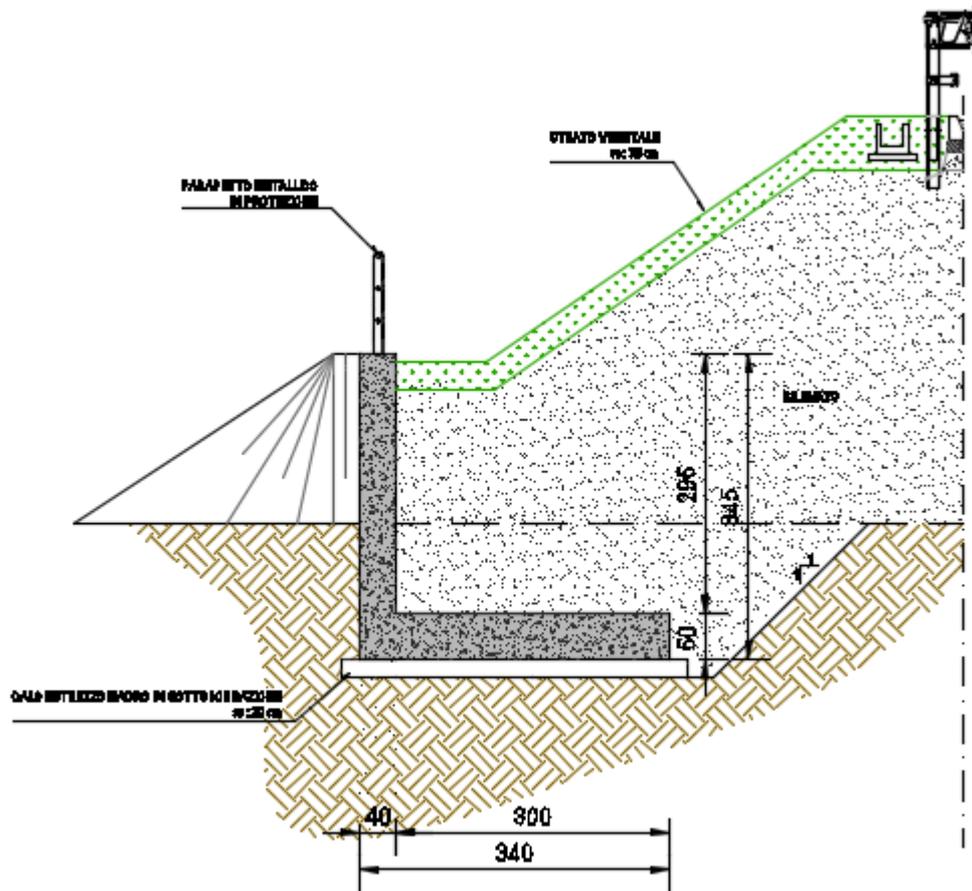
I muri di testata dei tombini circolari  $\varnothing 1500$  presentano una sezione trasversale a "L" (non è presente alcun piede di valle) e sono interamente realizzati in cemento armato gettato in opera.

Le dimensioni della sezione trasversale sono di seguito riepilogate:

- Muro frontale in elevazione: **40 x 295 cm**
- Zattera di fondazione: **340 x 50 cm**

La fondazione è di tipo diretto.





I muri di testata non sono rigidamente collegati con i conci di estremità del tombino prefabbricato (è presente esclusivamente una sigillatura in malta).

### 3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta in osservanza delle seguenti Normative Tecniche:

- **Legge 05/01/1971 n.1086** → Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- **Legge 02/02/1974 n. 64** → Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- **DM 14/01/2008** → Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- **Circolare 02/02/2009 n. 617/C.S.LL.PP.** → Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 14/01/2008
- **UNI EN 1992-1 (Eurocodice 2 – Parte 1)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Regole generali
- **UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2 – Parte 2)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Ponti
- **UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2015** → Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- **UNI EN 206-1:2006** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione e conformità
- **UNI 11104** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1
- **Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP. Linee guida sul calcestruzzo strutturale**

### 4 UNITA' DI MISURA

Nei calcoli è stato fatto uso delle seguenti unità di misura:

- per i carichi:  $\text{kN/m}^2, \text{kN/m}, \text{kN}$
- per i momenti:  $\text{kNm}$
- per i tagli e sforzi normali:  $\text{kN}$
- per le tensioni:  $\text{N/mm}^2$
- per le accelerazioni:  $\text{m/sec}^2$

## 5 MATERIALI

### 5.1 CALCESTRUZZO

#### 5.1.1 CALCESTRUZZO PER OPERE DI SOTTOFONDAZIONE

Per le opere di sottofondazione è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C12/15** e classe di esposizione **X0**.

Tale calcestruzzo non ha valenza strutturale e quindi non se ne riportano le caratteristiche meccaniche.

#### 5.1.2 CALCESTRUZZO PER LE OPERE STRUTTURALI

Per le opere interrato e contro terra è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C28/35** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

	FOGLIO DI CALCOLO NUMERO:	CA-07 --> REV 02			
	TITOLO:	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL CALCESTRUZZO			
	VERSIONE:	REVISIONE N.02 DEL 06/10/2017			
	REALIZZATO DA:	ING. NICOLA LIGAS			
	VERIFICATO DA:	ING. VALERIO BAJETTI			
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008					
CLASSE DI RESISTENZA					C28/35
DESCRIZIONE CARATTERISTICA		FORMULA DI CALCOLO	RIF. CAP. NORMA	VALORE DI APPLICAZIONE	
Resistenza caratteristica cubica a compressione				$R_{ck}$	<b>35,00</b> [N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione		$[0,83 \cdot R_{ck}]$	11.2.10.1	$f_{ck}$	<b>29,05</b> [N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg		$[f_{ck}+8]$	11.2.10.1	$f_{cm}$	<b>37,05</b> [N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione		$[acc \cdot f_{ck} / \gamma_c]$	4.1.2.1.1.1	$f_{cd}$	<b>16,46</b> [N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza media a trazione		$[0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}]$	11.2.10.2	$f_{ctm}$	<b>2,83</b> [N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica a trazione		$[0,70 \cdot f_{ctm}]$	11.2.10.2	$f_{ctk}$	<b>1,98</b> [N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a trazione		$[f_{ctk} / 1,5]$	4.1.2.1.1.2	$f_{ctd}$	<b>1,32</b> [N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (rara)		$[0,60 \cdot f_{ck}]$	4.1.2.2.5.1	$\sigma_{c \max}$	<b>17,43</b> [N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (quasi perm)		$[0,45 \cdot f_{ck}]$	4.1.2.2.5.1	$\sigma_{c \max}$	<b>13,07</b> [N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico istantaneo		$[E_c = E_{cm}]$	C4.1.2.2.5	$E_c$	<b>32 588,11</b> [N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico medio		$[22.000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0,3}]$	11.2.10.3	$E_{cm}$	<b>32 588,11</b> [N/mm <sup>2</sup> ]

## 5.2 ACCIAIO

### 5.2.1 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

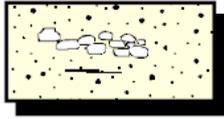
Per le armature lente è stato previsto un acciaio del tipo **B450C**, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- $f_{t,k}$  = 540,00 N/mm<sup>2</sup> (resistenza caratteristica a rottura)
- $f_{y,k}$  = 450,00 N/mm<sup>2</sup> (tensione caratteristica di snervamento)
- $f_{y,d}$  = 391,30 N/mm<sup>2</sup> (tensione di snervamento di calcolo -  $\gamma_c=1,15$ )
- $E_s$  = 210.000,00 N/mm<sup>2</sup> (modulo elastico istantaneo)

## 6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Ai sensi della relazione geologica e della relazione geotecnica, nonché in conformità con i profili geotecnici allegati al presente progetto esecutivo, il terreno di fondazione è schematizzato da due unità litotecniche caratterizzate dai seguenti parametri geotecnici:

- Terreno tipo: **U1 (Sabbie e sabbie limose)**



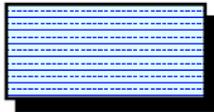
### Sabbie

Sabbie da limose a debolmente limose, a granulometria da fine a grossolana, a tratti con lenti e livelli di ghiaia

### **Parametri caratteristici**

- peso di volume  $\gamma = 1900 \text{ Kg/m}^3$
- angolo di attrito interno  $\varphi' = 32^\circ$
- coesione  $C' = 0 \text{ Kg/cm}^2$

- Terreno tipo: **U2 (Limi e limi sabbiosi)**



### Limi e limi sabbiosi

Limi e limi sabbiosi, talora argillosi, con contenuto in sabbia variabile (da sabbiosi a con sabbia), con sottili livelli e lenti di sabbie generalmente a granulometria fina.

### **Parametri caratteristici**

- peso di volume  $\gamma = 1950 \text{ Kg/m}^3$
- angolo di attrito interno  $\varphi' = 27^\circ$
- coesione  $C' = 0,170 \text{ Kg/cm}^2$

La falda di progetto è stata considerata a quota **-1,00 m** dal piano di campagna.

Il terreno spingente è costituito da materiale idoneo per la costruzione del rilevato, caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici:

- Peso per unità di volume:  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno:  $\varphi = 37,00^\circ$
- Coesione efficace:  $c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$

A favore di sicurezza i calcoli e le verifiche sono stati effettuati considerando il terreno di fondazione di tipo **U2**.

## 7 ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA

### 7.1 IDENTIFICAZIONE DELLA LOCALITÀ E DEI PARAMETRI SISMICI GENERALI

L'area oggetto del presente intervento ricade all'interno del territorio del Comune di Casalpusterlengo sito nella provincia di Lodi.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE  
 9,6501

LATITUDINE  
 45,1778

Ricerca per comune

REGIONE  
 Lombardia

PROVINCIA  
 Lodi

COMUNE  
 Casalpusterlengo

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo:

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

## 7.2 DEFINIZIONE DELLA STRATEGIA PROGETTUALE

In riferimento al D.M. 14.01.2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, le opere sono progettate (in funzione dell’importanza strategica dell’infrastruttura) secondo i seguenti parametri:

- Vita Nominale dell’opera: **50 anni**

**Tabella 2.4.I – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere**

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

- Classe d’uso dell’opera: **IV**

### 2.4.2 CLASSI D’USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso così definite:

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

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

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

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

- Coefficiente di utilizzo dell’opera: **2,0**

**Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d’uso  $C_U$**

CLASSE D’USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

- Vita di riferimento dell’opera: **100 anni**

### 2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L’AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d’uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.4.1)$$

Qui di seguito si riporta la sintesi delle scelte progettuali adottati con i tempi di ritorno dell'azione sismica identificati in funzione del singolo stato limite.

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

### Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

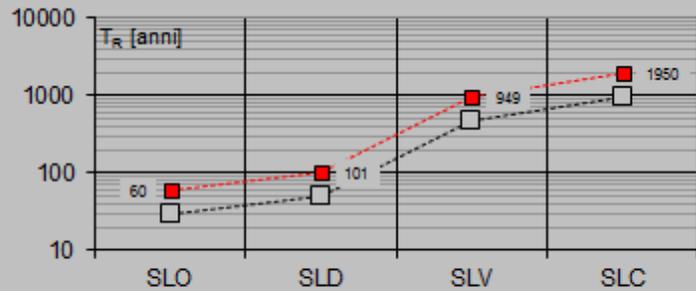
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	{ SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>
	{ SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	{ SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
	{ SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

### Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

### Strategia di progettazione



### LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

**FASE 2**

FASE 3

### 7.3 PARAMETRI DI CALCOLO

#### 7.3.1 PARAMETRI NUMERICI SISMICI

Nella tabella successiva sono riportati i parametri numerici sismici per i periodi di ritorno associati ai diversi Stati Limite:

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0,038	2,576	0,228
SLD	101	0,046	2,541	0,257
SLV	949	0,100	2,549	0,298
SLC	1950	0,126	2,536	0,306

#### 7.3.2 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

Ai sensi di quanto riportato nella Relazione Geotecnica e nei Profili geotecnici allegati al presente progetto esecutivo il terreno di fondazione è classificato simicamente come di **categoria C**.

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>C</b>	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>D</b>	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

#### 7.3.3 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

Considerando che il territorio si presenta essenzialmente pianeggiante e privo di significati salti di quota la categoria topografica del sito è stata assunta pari a **categoria T1**.

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

### 7.3.4 FATTORI DI STRUTTURA

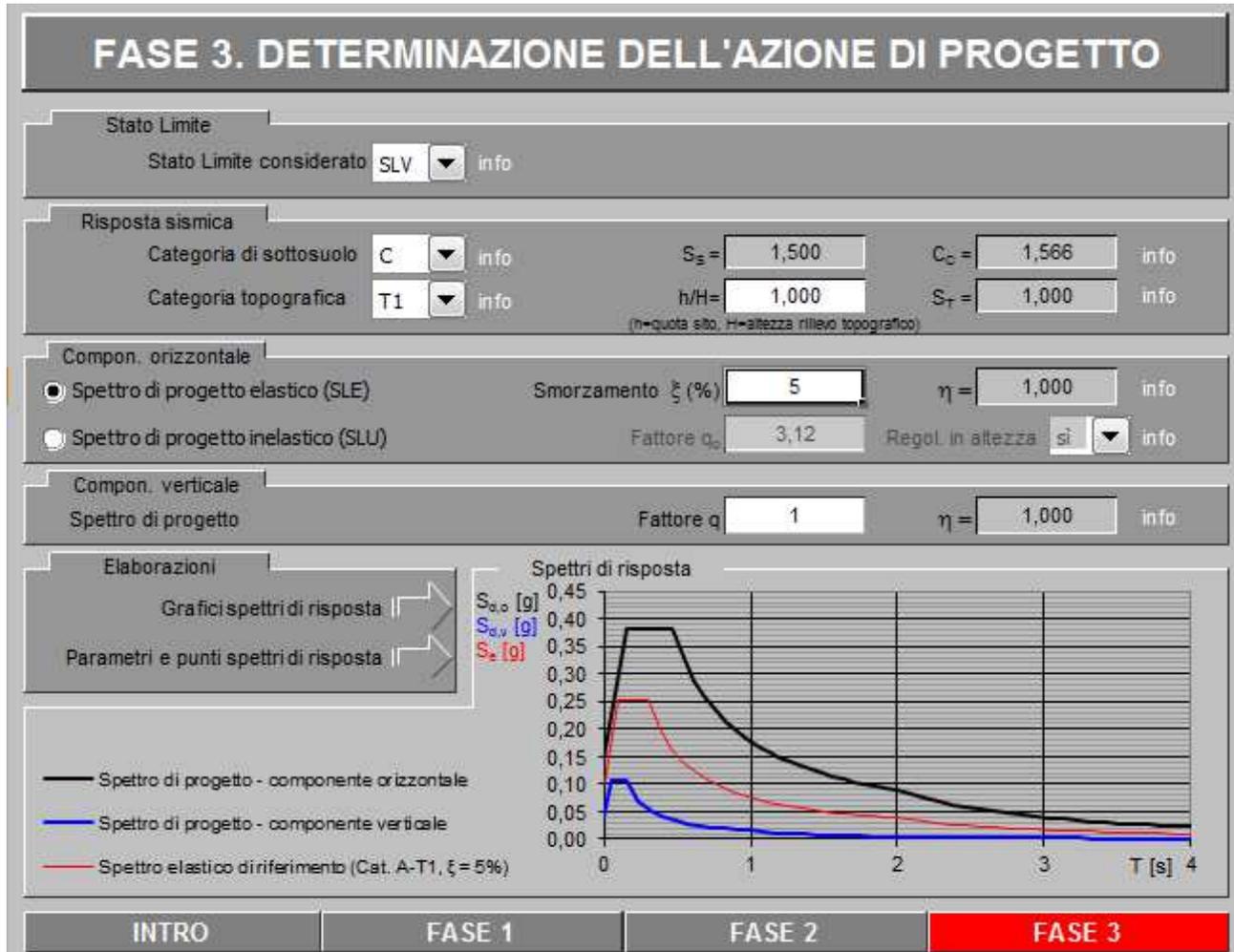
A favore di sicurezza e visto il fatto che le opere in esame sono opere interrato, il calcolo e le verifiche sono state effettuate in campo elastico.

Il fattore di struttura è stato pertanto posto pari a  $q = 1,00$ .

Lo spettro di progetto adottato sarà pertanto identico allo spettro elastico.

### 7.3.5 DEFINIZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO

Nell'immagine successiva è riportata la determinazione dei parametri dello spettro di risposta valutato per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):



Nella tabella successiva sono riportati analiticamente i parametri sismici ed i valori delle accelerazioni normalizzate in funzione del periodo di vibrazione:

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

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,100 g
$F_o$	2,549
$T_c$	0,298 s
$S_s$	1,500
$C_c$	1,566
$S_T$	1,000
$q$	1,000

#### Parametri dipendenti

$S$	1,500
$\eta$	1,000
$T_B$	0,155 s
$T_C$	0,466 s
$T_D$	1,999 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

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

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)

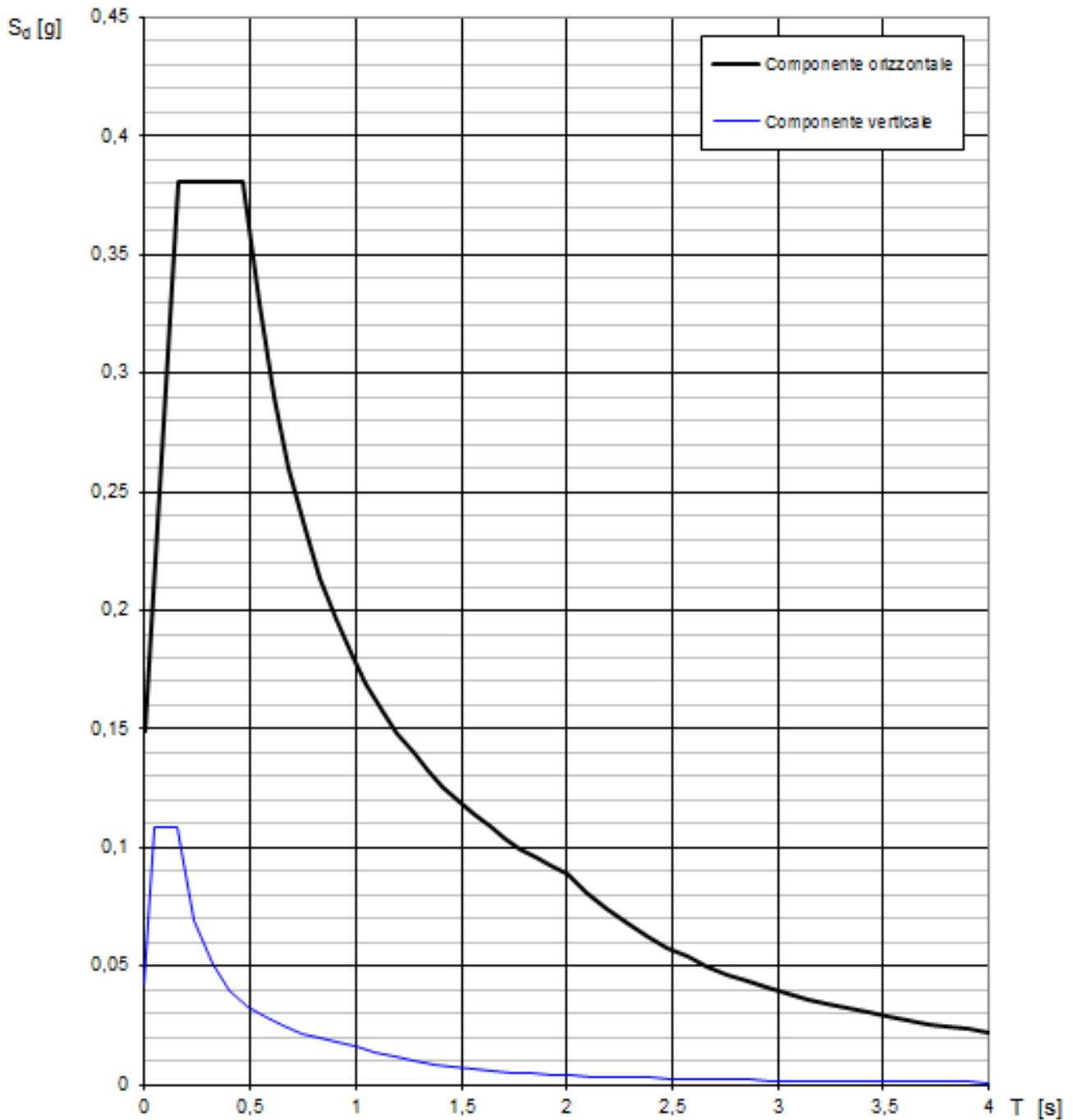
#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,149
$T_B$ ←	0,155	0,381
$T_C$ ←	0,466	0,381
	0,539	0,329
	0,612	0,290
	0,685	0,259
	0,758	0,234
	0,831	0,214
	0,904	0,197
	0,977	0,182
	1,050	0,169
	1,123	0,158
	1,196	0,149
	1,269	0,140
	1,342	0,132
	1,415	0,126
	1,488	0,119
	1,561	0,114
	1,634	0,109
	1,707	0,104
	1,780	0,100
	1,853	0,096
	1,926	0,092
$T_D$ ←	1,999	0,089
	2,094	0,081
	2,189	0,074
	2,284	0,068
	2,380	0,063
	2,475	0,058
	2,570	0,054
	2,666	0,050
	2,761	0,047
	2,856	0,044
	2,952	0,041
	3,047	0,038
	3,142	0,036
	3,238	0,034
	3,333	0,032
	3,428	0,030
	3,523	0,029
	3,619	0,027
	3,714	0,026
	3,809	0,024
	3,905	0,023
	4,000	0,022

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

Nell'immagine successiva è riportato il diagramma dello spettro di risposta per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:

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



La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

## 7.4 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI SISMICI DI CALCOLO

Il coefficiente sismico orizzontale è determinato mediante la seguente relazione:

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

dove:

- $a_{\max}$  → accelerazione orizzontale massima attesa al sito valutata mediante la seguente formulazione:

$$a_{\max} = S \cdot \frac{a_g}{g} = S_S \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g} \rightarrow a_{\max} = 1,50 \cdot 1,00 \cdot 0,100 = 0,15$$

- $g$  → accelerazione di gravità

Il muro di sostegno può essere considerato come libero di ruotare intorno al piede. Il coefficiente  $\beta_m$  viene pertanto determinato secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" – Tab. 7.11.II:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_m$	$\beta_m$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Il coefficiente  $\beta_m$  assume un valore pari a **0,18**.

Il coefficiente sismico orizzontale risulta dunque pari a:

$$k_h = 0,18 \cdot 0,15 = 0,027$$

Il coefficiente sismico verticale risulta invece pari a:

$$k_v = 0,50 \cdot k_h = 0,0135$$

## 8 ANALISI DEI CARICHI

### 8.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

Il peso per unità di volume delle strutture in cemento armato è assunto pari a  $\gamma_{ca} = 25,0 \text{ kN/m}^3$ .  
La valutazione del peso proprio degli elementi strutturali è riportata al **paragrafo 9.2**.

### 8.2 SPINTA DEI TERRENI A TERGO DELL'OPERA DI SOSTEGNO

La spinta del terreno sulle pareti laterali dell'opera è stata calcolata mediante la seguente relazione:

$$S_i = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k \cdot H^2$$

dove:

- $\gamma$  è il peso per unità di volume del terreno
- $k$  è il coefficiente di spinta del terreno
- $H$  è l'altezza complessiva dello strato di terreno

Per la presenza di un'unica fila di pali di fondazione l'opera di sostegno può essere considerata come libera di ruotare intorno al piede. In tal senso le spinte del terreno a tergo verranno considerati in condizioni di equilibrio limite attivo. Verrà dunque determinato il valore del coefficiente di spinta attiva del terreno mediante la formulazione analitica di Coulomb:

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

con:

- $\varphi$  = angolo di attrito interno
- $\beta$  = inclinazione del paramento di monte rispetto all'orizzontale  $\beta = 0^\circ$
- $\delta$  = angolo di attrito terra – muro
- $\varepsilon$  = inclinazione del terreno di monte rispetto all'orizzontale

Il punto di applicazione della spinta è posto a 1/3 dell'altezza del singolo strato di terreno.

### 8.3 SPINTA DEI SOVRACCARICHI A TERGO DELL'OPERA DI SOSTEGNO

La spinta attiva dovuta ai sovraccarichi viene valutata mediante la seguente relazione:

$$S_q = q \cdot k \cdot H$$

dove:

- $q$  è l'entità del sovraccarico agente

Per la presenza di un'unica fila di pali di fondazione l'opera di sostegno può essere considerata come libera di ruotare intorno al piede. In tal senso le spinte del terreno a tergo verranno considerati in condizioni di equilibrio limite attivo. Verrà dunque determinato il valore del coefficiente di spinta attiva del terreno mediante la formulazione analitica di Coulomb:

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

con:

- $\varphi$  = angolo di attrito interno
- $\beta$  = inclinazione del paramento di monte rispetto  $\beta = 0^\circ$
- $\delta$  = angolo di attrito terra – muro
- $\varepsilon$  = inclinazione del terreno di monte rispetto all'orizzontale

Il punto di applicazione della spinta è posto a 1/3 dell'altezza del singolo strato di terreno.

Non sono previsti carichi permanenti sul terreno a tergo dell'opera di sostegno.

In testa al muro è stato considerato il carico dovuto al peso del parapetto pari a **0,20 kN/m**.

Per quanto concerne i carichi accidentali connessi con il traffico veicolare è stato considerato un sovraccarico accidentale sul terreno a tergo dell'opera di sostegno pari a **5,00 kN/m<sup>2</sup>**.

#### 8.4 AZIONE SISMICA

Le sollecitazioni agenti sulla struttura in fase sismica vengono determinate attraverso un'analisi pseudo-statica, secondo quanto riportato nel DM 14.01.2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", paragrafo 7.11.6.

##### 8.4.1 AZIONE INERZIALE DELLE MASSE

Le azioni inerziali, orizzontali e verticali, dovute alle accelerazioni subite in fase sismica dalle masse degli elementi strutturali e del terreno vengono valutate moltiplicando il peso degli elementi strutturali per i coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$ .

#### 8.5 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI

L'azione di spinta attiva dei terreni in fase sismica (spinta statica + sovraspinta dinamica) viene valutata mediante la seguente relazione:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot k_{aE} \cdot h^2 + E_{ws}$$

dove:

- $\gamma$  è il peso per unità di volume del terreno
- $k_v$  è il coefficiente sismico verticale
- $k_{aE}$  è il coefficiente di spinta attiva dinamica valutato mediante la formulazione di Mononobe Okabe:

$$k_{aE} = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \vartheta)}{\cos\vartheta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \vartheta)}{\sin(\varphi - \vartheta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]}$$

- $h$  è l'altezza della struttura soggetta alla spinta del terreno
- $E_{ws}$  è l'eventuale spinta idrostatica (opera in presenza di falda)

L'angolo  $\theta$  che compare nelle due formulazioni di Mononobe-Okabe vale:

$$\vartheta = \frac{k_h}{1 \mu k_v}$$

## 9 COMBINAZIONI DI CARICO

### 9.1 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI QUASI-PERMANENTI

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 14.01.2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche quasi permanenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- $G_{kj}$  rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- $Q_{ki}$  rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- $\psi_{2i}$  rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori quasi permanenti

### 9.2 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI FREQUENTI

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 14.01.2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche frequenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- $G_{kj}$  rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- $Q_{k1}$  rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- $Q_{ki}$  rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- $\psi_{1i}$  rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori frequenti

### 9.3 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI CARATTERISTICHE

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 14.01.2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche caratteristiche allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- $G_{kj}$  rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- $Q_{k1}$  rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- $Q_{ki}$  rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- $\psi_{0i}$  rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

## 9.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO STATICHE

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 14.01.2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (\gamma_{Gj} \cdot G_{kj}) + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  rappresentano i coefficienti parziali di amplificazione dei carichi
- $G_{kj}$  rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- $Q_{k1}$  rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- $Q_{ki}$  rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- $\Psi_{0i}$  rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

I coefficienti di amplificazione dei carichi per le combinazioni di carico, secondo il D.M. 14.01.2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.6, tabella 2.6.I, sono riepilogati nelle seguenti tabelle:

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

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Le verifiche di tipo geotecnico sono state effettuate secondo l'approccio 1 combinazione 2 (A2-M2-R2) del D.M. 14.01.2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, cap.6 (approccio più gravoso).

I coefficienti di riduzione dei parametri geotecnici e delle resistenze verranno esplicitati negli specifici paragrafi relativi alle verifiche di carattere geotecnico.

## 9.5 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICHE

In fase sismica è stata ipotizzata un'unica combinazione di carico allo Stato Limite di Salvaguardia ottenuta tramite la relazione generale:

$$F_d = E + \sum G_{kj} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- E rappresenta il carico sismico

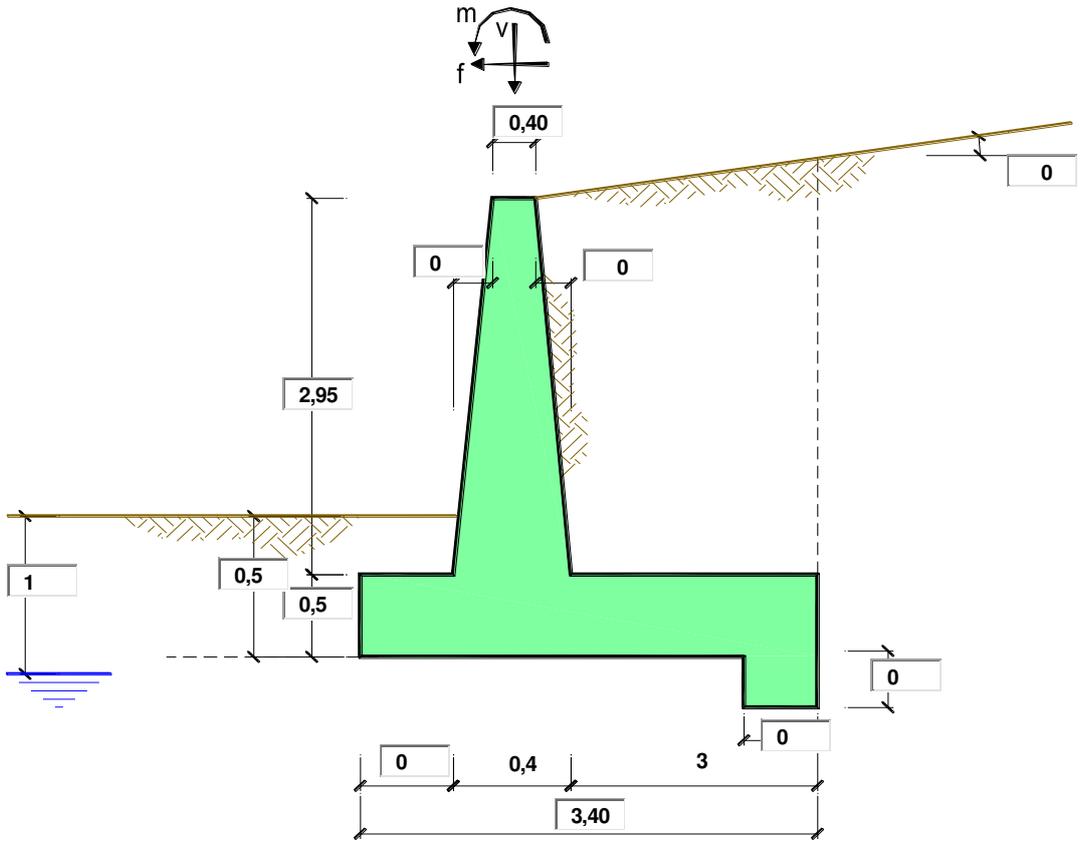
- $G_{kj}$  rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- $Q_{ki}$  rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- $\Psi_{2i}$  rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori quasi permanenti

## 9.6 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE E RIEPILOGO DELLE COMBINAZIONI

La definizione dei coefficienti di partecipazione  $\psi$  dei carichi elementari e la definizione compiuta delle combinazioni di carico considerate per il dimensionamento e le verifiche sono riportati all'interno dei singoli capitoli successivi di valutazione delle azioni sollecitanti (strutturali e geotecniche).

**10 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI**

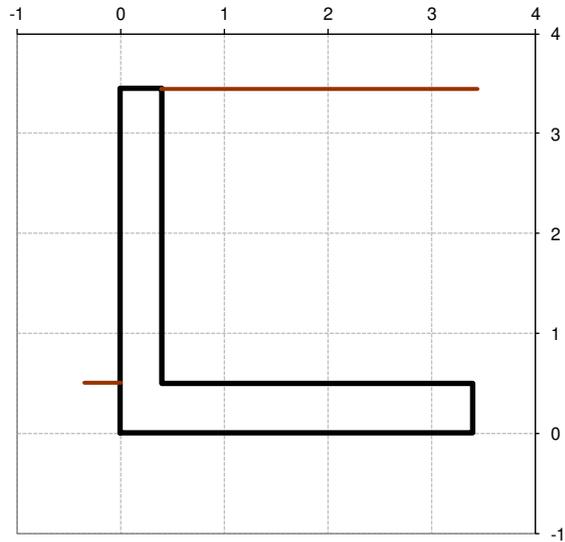
**10.1 DATI DI INPUT**



**OPERA** Esempio

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="radio"/>
	Approccio 2	A1+M1+R3 EQU+M2	<input checked="" type="radio"/>	
SLE (DM88)				<input type="radio"/>
altro				<input type="radio"/>



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

TOMBINI CIRCOLARI – MURI DI TESTATA – RELAZIONE DI CALCOLO

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	$\gamma_G$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,10
	sfavorevole		1,10	1,30	1,00	1,00	1,10
Variabili	favorevole	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	1,10
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,00	1,10

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
coesione	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40	1,00	1,00
peso unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,00	1,00	1,00	1,00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	$\gamma_R$	1,00	1,00	1,40	2,00	1,00
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,00
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,00

		valori caratteristici SLE		valori di progetto		
				STR/GEO	EQU	
<b>Dati Geotecnici</b>						
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\phi'$	37,00	37,00	31,08
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	20,00	20,00	20,00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	0,00	0,00	0,00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	17,00	17,00	13,60
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	27,00	27,00	22,18
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma1$	19,50	19,50	19,50
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma d$	19,50	19,50	19,50
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	6,80		
Modulo di deformazione	(kN/m <sup>2</sup> )	E	15000			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_y/g$	0,1	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1,5	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0,18	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0,027	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0,0135	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		

		SLE	STR/GEO	EQU
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0,249	0,319
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,262	0,334
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,263	0,335
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2,663	2,213
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2,619	2,173
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2,618	2,171

		valori caratteristici SLE - sisma		valori di progetto	
				STR/GEO	EQU
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	0,20	0,18
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0,00	0,00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	q	5,00	7,50
	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> )	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	

**CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI**

**Calcestruzzo**

classe cls	<input type="text" value="C28/35"/>		
Rck	35	(MPa)	
fck	28	(MPa)	
fc <sub>m</sub>	36	(MPa)	
E <sub>c</sub>	32308	(MPa)	
α <sub>cc</sub>	0,85		
γ <sub>C</sub>	1,50		
f <sub>cd</sub> = α <sub>cc</sub> * f <sub>ck</sub> / γ <sub>C</sub>	15,87	(MPa)	
f <sub>ctm</sub> = 0.30 * f <sub>ck</sub> <sup>2/3</sup>	2,77	(MPa)	

**Tensioni limite (tensioni ammissibili)**

<u>condizioni statiche</u>		
σ <sub>c</sub>	11	Mpa
σ <sub>t</sub>	260	Mpa

<u>condizioni sismiche</u>		
σ <sub>c</sub>	11	Mpa
σ <sub>t</sub>	260	Mpa

**Valore limite di apertura delle fessure**

Frequente	<input type="text" value="w1"/>	0,2	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w2"/>	0,3	mm

**Acciaio**

tipo di acciaio	<input type="text" value="B450C"/>		
f <sub>yk</sub> =	450	(MPa)	
γ <sub>s</sub> =	1,15		
f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> / γ <sub>s</sub> / γ <sub>E</sub> =	391,30	(MPa)	
E <sub>s</sub> =	210000	(MPa)	
ε <sub>ys</sub> =	0,19%		

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

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

c = 6,00 (cm)

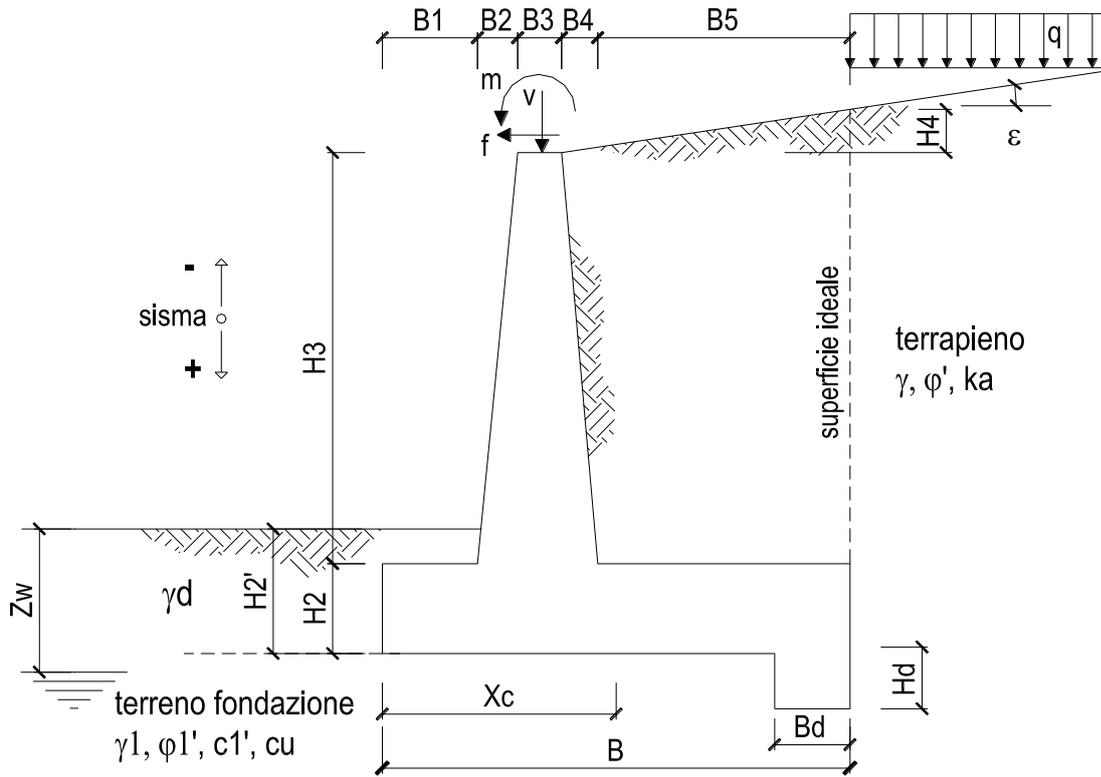
**Copriferro minimo di normativa** (ricoprimento armatura)

c<sub>min</sub> = 4,00 (cm)

**Interfero tra I e II strato**

i<sub>I-II</sub> = 5,00 (cm)

10.2 AZIONI SOLLECITANTI



**OPERA** Esemplio

**DATI DI PROGETTO:**

**Geometria del Muro**

Elevazione	H3 =	2,95	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,00	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	B =	3,40	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0,50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	3,00	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1,70	(m)

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

**FORZE VERTICALI**

		SLE	STR/GEO	EQU
<b>- Peso del Muro (Pm)</b>				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	29,50	26,55
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	42,50	38,25
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	72,00	64,80
<b>- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)</b>				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	177,00	159,30
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	177,00	159,30
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	15	22,5
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
<b>- Muro (Mm)</b>				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	5,90	5,31
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	72,25	65,03
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	78,15	70,34
<b>- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro</b>				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	336,30	302,67
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	336,30	302,67
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	28,5	42,75
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

<b>- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)</b>				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		1,94
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		0,97
<b>- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)</b>				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		4,78
Ptsh =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		2,39
<b>- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)</b>				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		1,57
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		0,29
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)		1,86
<b>- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)</b>				
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)		0,08
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		0,98
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)		1,06
<b>- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)</b>				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		9,44
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)		9,44
<b>- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)</b>				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0,5)$	(kNm/m)		4,54
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)		4,54

**11 VERIFICHE GEOTECNICHE**
**11.1 CONDIZIONE STATICA**
**CONDIZIONE STATICA**
**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 29,59	38,46	41,77
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 4,29	6,43	8,25

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 29,59	38,46	41,77
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 4,29	6,43	8,25

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
------	---	-------------	------	------

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

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 34,03	44,23	48,03
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 7,40	11,10	14,24
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
MSP =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 0,04	0,04	0,04

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

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	249,20	(kN/m)
-----	--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	44,90	(kN/m)
-----	-----------------	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0,51	(-)
-----	----------------	------	-----

<b>Fs scorr.</b>	<b><math>(N \cdot f + Sp) / T</math></b>	<b>2,83</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,1</b>
------------------	--	-------------	-------------	------------

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)**

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	373,04	(kNm/m)
------	-------------------------	--------	---------

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	62,27	(kNm/m)
------	--	-------	---------

<b>Fs ribaltamento</b>	<b><math>Ms / Mr</math></b>	<b>5,99</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>
------------------------	-----------------------------	-------------	-------------	----------

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

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)		249,20	271,70	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T = Sth + Sqh + f - Sp		44,90	44,90	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM = ΣM		359,16	401,91	( kNm/m )
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M = Xc*N - MM		64,48	59,98	( kNm/m )

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

Fondazione Nastriforme

**qlim = c'Nc\*ic + q0\*Nq\*iq + 0,5\*γ1\*B\*Nγ\*iy**

c1'	coesione terreno di fondaz.	17,00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	27,00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	10,97		(kN/m <sup>3</sup> )
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	9,75		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	0,26	0,22	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2,88	2,96	(m)

I valori di Nc, Nq e Nγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

Nq = tg <sup>2</sup> (45 + φ/2)*e <sup>(π*tg(φ))</sup>	(1 in cond. nd)	13,20		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ)	(2+π in cond. nd)	23,94		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ)	(0 in cond. nd)	14,47		(-)

I valori di ic, iq e iy sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

iq = (1 - T/(N + B*c'cotgφ)) <sup>m</sup>	(1 in cond. nd)	0,76	0,77	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0,74	0,74	(-)
iy = (1 - T/(N + B*c'cotgφ)) <sup>m+1</sup>		0,66	0,66	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

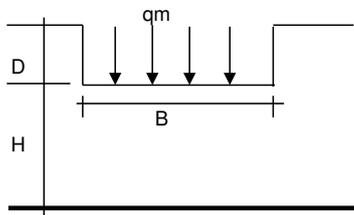
qlim (carico limite unitario)		548,03	550,50	(kN/m <sup>2</sup> )
-------------------------------	--	--------	--------	----------------------

**FS carico limite**

**F = qlim\*B\*/ N**

Nmin	<b>6,34</b>	>	<b>1,4</b>
Nmax	<b>5,99</b>	>	

**CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**



$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B* / E$  (Christian e Carrier, 1976)

N	249,20	(kN/m)
M	48,72	(kNm/m)
e=M/N	0,20	(m)
B*	3,01	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0,50	(m)
D/B* =	0,17	(m)
Hs/B* =	2,26	(m)

Carico unitario medio (qm)

$qm = N / (B - 2*e) = N / B* = 82,82$  (kN/mq)

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

$\mu_0 = 0,955$  (-)

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

$\mu_1 = 0,72$  (-)

Cedimento della fondazione

$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B* / E = 11,37$  (mm)

## 11.2 CONDIZIONE SISMICA +

### CONDIZIONE SISMICA +

#### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^{2 \cdot k_a}$	(kN/m)	29,59	29,59	37,97
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^{2 \cdot k_a} \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	2,04	2,04	2,37
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	29,59	29,59	37,97
Sst1h sism =	Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	2,04	2,04	2,37
Ssq1h perm =	Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc =	Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Sst1v sism =	Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v perm =	Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc =	Ssq1 acc * sen δ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1 + k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^+ + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0,5} + \gamma_1' \cdot (1 + k_v) \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
------	--	--------	------	------	------

#### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H <sub>2</sub> +H <sub>3</sub> +H <sub>4</sub> +h <sub>d</sub> )/3-h <sub>d</sub> )	(kNm/m)	34,03	34,03	43,67
MSst1 sism =	Sst1h sism * ((H <sub>2</sub> +H <sub>3</sub> +H <sub>4</sub> +h <sub>d</sub> )/3-h <sub>d</sub> )	(kNm/m)	2,34	2,34	2,73
MSst2 stat =	Sst1v stat * B	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSst2 sism =	Sst1v sism * B	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSsq1 =	Ssq1h * ((H <sub>2</sub> +H <sub>3</sub> +H <sub>4</sub> +h <sub>d</sub> )/2-h <sub>d</sub> )	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSp =	$\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0,5} + \gamma_1' \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

#### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	mp + ms	(kNm/m)		0,00
Mfext2 =	(fp + fs) * (H <sub>3</sub> + H <sub>2</sub> )	(kNm/m)		0,00
Mfext3 =	(vp + vs) * (B <sub>1</sub> + B <sub>2</sub> + B <sub>3</sub> /2)	(kNm/m)		0,04

### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N =	P <sub>m</sub> + P <sub>t</sub> + v <sub>p</sub> + v <sub>s</sub> + Sst1v + Ssq1v + P <sub>s</sub> v + P <sub>tsv</sub>	252,56	(kN/m)	
-----	---	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	Sst1h + Ssq1h + f <sub>p</sub> + f <sub>s</sub> + P <sub>s</sub> h + P <sub>tsh</sub>	38,35	(kN/m)	
-----	---	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	tg φ <sub>1</sub> '	0,51	(-)	
-----	---------------------	------	-----	--

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{3,36} \quad > \quad \mathbf{1,1}$$

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (M<sub>s</sub>)

M <sub>s</sub> =	M <sub>m</sub> + M <sub>t</sub> + M <sub>fext3</sub>	414,49	(kNm/m)	
------------------	--	--------	---------	--

Momento ribaltante (M<sub>r</sub>)

M <sub>r</sub> =	MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSp + MP <sub>s</sub> + M <sub>p</sub> ts	52,10	(kNm/m)	
------------------	---	-------	---------	--

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{7,96} \quad > \quad \mathbf{1}$$

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)$	252,56	252,56	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp$	38,35		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	372,42	372,42	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$Xc * N - MM$	56,94	56,94	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

**$q_{lim} = c'Nc'ic + q_0 * Nq * iq + 0,5 * \gamma_1 * B * N\gamma * i\gamma$**

c1'	coesione terreno di fondaz.	17,00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	27,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	10,97		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	9,75		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0,23	0,23	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2,95	2,95	(m)

I valori di Nc, Nq e N $\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$Nq = tg^2(45 + \phi/2) * e^{(\pi * tg(\phi))}$	(1 in cond. nd)	13,20		(-)
$Nc = (Nq - 1) / tg(\phi)$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	23,94		(-)
$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * tg(\phi)$	(0 in cond. nd)	14,47		(-)

I valori di ic, iq e i $\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$iq = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0,79	0,79	(-)
$ic = iq - (1 - iq) / (Nq - 1)$		0,78	0,78	(-)
$i\gamma = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\phi)))^{m+1}$		0,71	0,71	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	583,56	583,56	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} * B^* / N</math></b>	Nmin	<b>6,81</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>6,81</b>	>	

### 11.3 CONDIZIONE SISMICA –

#### CONDIZIONE SISMICA -

##### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	29,59	29,59	37,97
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as} \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	1,24	1,24	1,35
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	29,59	29,59	37,97
Sst1h sism = Sst1 sism $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	1,24	1,24	1,35
Ssq1h perm = Ssq1 perm $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc = Ssq1 acc $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Sst1v sism = Sst1 sism $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v perm = Ssq1 perm $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc = Ssq1 acc $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1' \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
---	--------	------	------	------

##### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = Sst1h stat $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	34,03	34,03	43,67
MSst1 sism = Sst1h sism $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	1,43	1,43	1,55
MSst2 stat = Sst1v stat $\cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSst2 sism = Sst1v sism $\cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSsq1 = Ssq1h $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSsq2 = Ssq1v $\cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSp = $\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps} / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

##### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp + ms	(kNm/m)		0,00	
Mfext2 = $(f_p + f_s) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		0,00	
Mfext3 = $(v_p + v_s) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)		0,04	

#### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$N = P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$	245,84	(kN/m)	
---	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

$T = Sst1h + Ssq1h + f_p + f_s + P_s h + P_tsh$	37,55	(kN/m)	
---	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

$f = \tan \phi_1'$	0,51	(-)	
--------------------	------	-----	--

<b>Fs = <math>(N \cdot f + Sp) / T</math></b>	<b>3,34</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,1</b>
---	-------------	-------------	------------

#### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$Ms = M_m + M_t + M_{fext3}$	414,49	(kNm/m)	
------------------------------	--------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

$Mr = MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSp + MP_s + M_{pts}$	62,11	(kNm/m)	
---	-------	---------	--

<b>Fr = <math>Ms / Mr</math></b>	<b>6,67</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>
----------------------------------	-------------	-------------	----------

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	245,84	245,84	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	37,55		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	362,14	362,14	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	55,78	55,78	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	17,00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	27,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	10,97		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	9,75		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0,23	0,23	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2,95	2,95	(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)	13,20		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	( $2 + \pi$ in cond. nd)	23,94		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	14,47		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0,79	0,79	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,78	0,78	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\phi)))^{m+1}$		0,71	0,71	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	583,64	583,64	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	<b>6,99</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>6,99</b>	>	

**11.4 RIEPILOGO VERIFICHE**

**Coefficienti di sicurezza**

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
<b>Statico</b>	<b>2,83</b>	<b>5,99</b>	<b>5,99</b>
<b>Sismico</b>	<b>3,34</b>	<b>6,67</b>	<b>6,81</b>

**12 VERIFICHE STRUTTURALI**  
**12.1 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

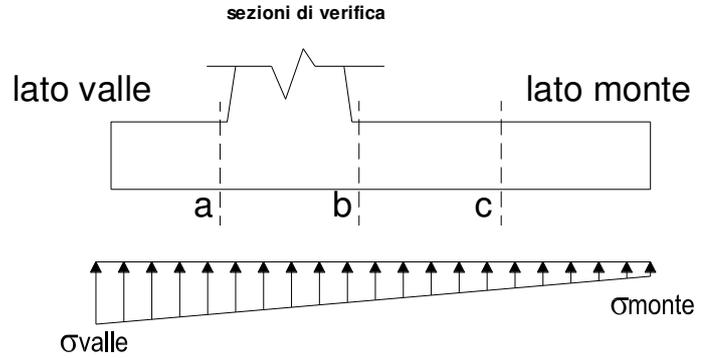
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

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

$A = 1.0 \cdot B = 3,40 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1,93 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	249,20	64,48	106,76	39,83
	271,70	59,98	111,04	48,78
sisma+	252,56	56,94	103,84	44,73
	252,56	56,94	103,84	44,73
sisma-	245,84	55,78	101,26	43,35
	245,84	55,78	101,26	43,35



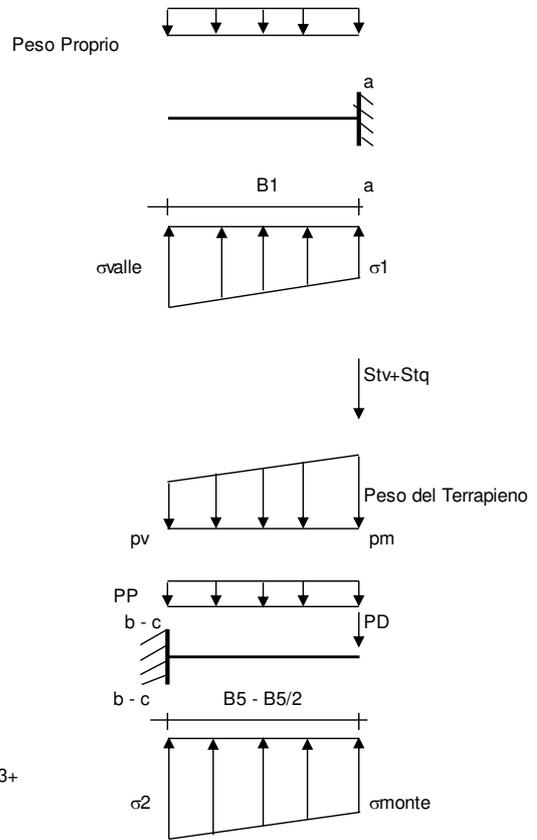
**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 12,50 (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	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	Ma	Va
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	106,76	106,76	0,00	0,00
	111,04	111,04	0,00	0,00
sisma+	103,84	103,84	0,00	0,00
	103,84	103,84	0,00	0,00
sisma-	101,26	101,26	0,00	0,00
	101,26	101,26	0,00	0,00



**Mensola Lato Monte**

PP = 12,50 (kN/m)      peso proprio soletta fondazione  
PD = 0,00 (kN/m)      peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	59,00	66,50	59,00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	59,00	66,50	59,00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	59,00	66,50	59,00	(kN/m <sup>2</sup> )

$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - B_d/2) - PD \cdot k_h \cdot (H_d + H/2) + M_{sp} + Sp \cdot H/2$

$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2)^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - B_d/2) - PD \cdot k_h \cdot (H_d + H/2) + M_{sp} + Sp \cdot H/2$

$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B/2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B/2 - (St_v + Sq_v) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$

$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B/2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2) - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2) - (St_v + Sq_v) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$

caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_{2b}$	Mb	Vb	$\sigma_{2c}$	Mc	Vc
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	39,83	98,89	-53,94	-6,43	69,36	-24,56	-25,36
	48,78	103,72	-53,58	-8,25	76,25	-23,70	-24,73
sisma+	44,73	96,88	-46,58	-4,98	70,81	-21,42	-22,05
	44,73	96,88	-46,58	-4,98	70,81	-21,42	-22,05
sisma-	43,35	94,45	-45,68	-4,91	68,90	-21,00	-21,61
	43,35	94,45	-45,68	-4,91	68,90	-21,00	-21,61

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

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

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

$$M_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

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

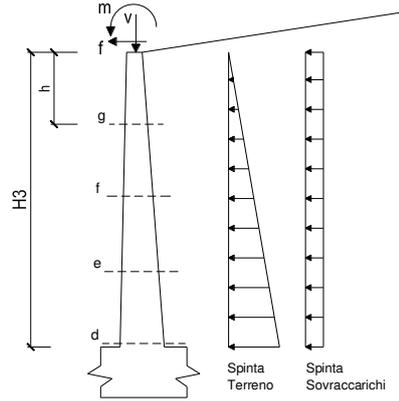
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

$$V_q = K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{ext} = f$$

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



**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	2,95	27,65	8,11	0,00	35,77	0,20	29,50	29,70
e-e	2,21	11,67	4,56	0,00	16,23	0,20	22,13	22,33
f-f	1,48	3,46	2,03	0,00	5,48	0,20	14,75	14,95
g-g	0,74	0,43	0,51	0,00	0,94	0,20	7,38	7,58

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2,95	28,12	5,50	0,00	33,62
e-e	2,21	15,82	4,12	0,00	19,94
f-f	1,48	7,03	2,75	0,00	9,78
g-g	0,74	1,76	1,37	0,00	3,13

**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>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	2,95	21,27	1,47	0,00	0,00	1,17	23,91	0,20	29,90	30,10
e-e	2,21	8,97	0,62	0,00	0,00	0,66	10,25	0,20	22,42	22,62
f-f	1,48	2,66	0,18	0,00	0,00	0,29	3,14	0,20	14,95	15,15
g-g	0,74	0,33	0,02	0,00	0,00	0,07	0,43	0,20	7,47	7,67

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	2,95	21,63	1,49	0,00	0,00	0,80	23,92
e-e	2,21	12,17	0,84	0,00	0,00	0,60	13,60
f-f	1,48	5,41	0,37	0,00	0,00	0,40	6,18
g-g	0,74	1,35	0,09	0,00	0,00	0,20	1,64

**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>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	2,95	21,27	0,89	0,00	0,00	1,17	23,34	0,20	29,10	29,30
e-e	2,21	8,97	0,38	0,00	0,00	0,66	10,01	0,20	21,83	22,03
f-f	1,48	2,66	0,11	0,00	0,00	0,29	3,06	0,20	14,55	14,75
g-g	0,74	0,33	0,01	0,00	0,00	0,07	0,42	0,20	7,28	7,48

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	2,95	21,63	0,91	0,00	0,00	0,80	23,34
e-e	2,21	12,17	0,51	0,00	0,00	0,60	13,28
f-f	1,48	5,41	0,23	0,00	0,00	0,40	6,03
g-g	0,74	1,35	0,06	0,00	0,00	0,20	1,61

L'armatura del paramento verticale del muro è prevista come segue:

- armatura verticale (armatura di forza):  
Ø16/20 esterni  
Ø16/10 interni (lato terreno)
- armatura longitudinale di ripartizione:  
Ø12/10 esterni  
Ø12/10 interni

Non è prevista alcuna specifica armatura a taglio. Verranno tuttavia disposte spille di legatura Ø10/40x40.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 40 mm.

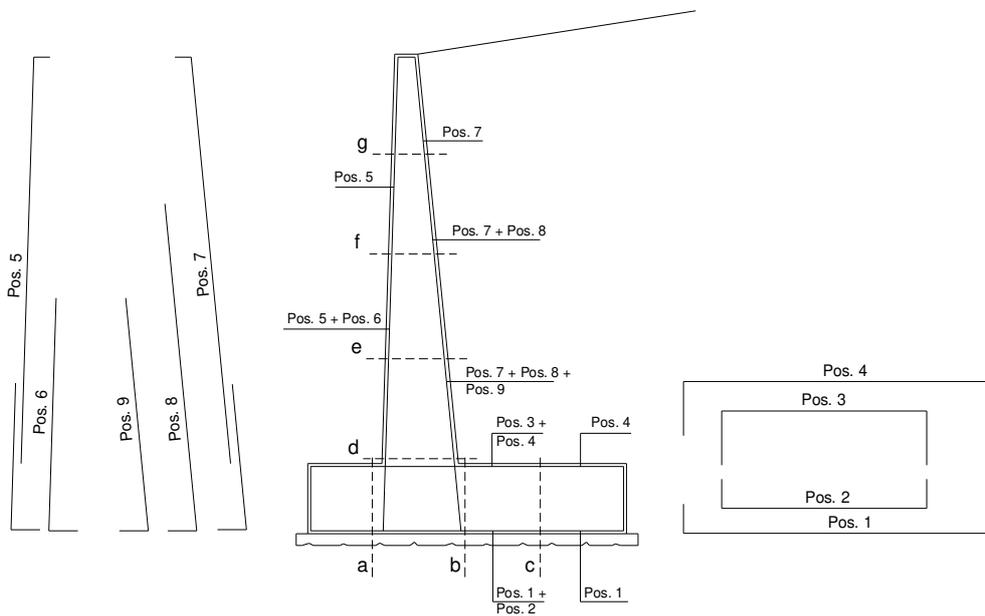
L'armatura della zattera di fondazione del muro è prevista come segue:

- armatura in direzione trasversale:  
Ø16/10 superiori  
Ø16/10 inferiori
- armatura in direzione longitudinale:  
• Ø12/10 superiori  
• Ø12/10 inferiori

Non è prevista alcuna specifica armatura a taglio. Verranno tuttavia disposti dei cavallotti Ø16/80x40.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 50 mm.

**SCHEMA DELLE ARMATURE**



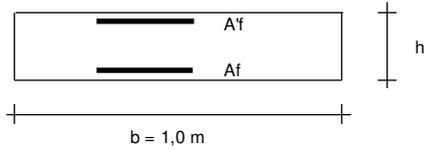
**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	10,0	16	<input type="checkbox"/>	5	5,0	16	<input type="checkbox"/>
2	0,0	0	<input type="checkbox"/>	6	0,0	0	<input type="checkbox"/>
3	0,0	0	<input type="checkbox"/>	7	10,0	16	<input type="checkbox"/>
4	10,0	16	<input type="checkbox"/>	8	0,0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0,0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

TOMBINI CIRCOLARI – MURI DI TESTATA – RELAZIONE DI CALCOLO

**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	0,00	0,00	0,50	20,11	20,11	322,28
b - b	-53,94	0,00	0,50	20,11	20,11	322,28
c - c	-24,56	0,00	0,50	20,11	20,11	322,28
d - d	35,77	29,70	0,40	20,11	10,05	247,97
e - e	16,23	22,33	0,40	20,11	10,05	246,92
f - f	5,48	14,95	0,40	20,11	10,05	245,87
g - g	0,94	7,58	0,40	20,11	10,05	244,82

(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	0,00	0,50	206,75	10	40	40	21,8	190,16	Armatura a taglio non necessaria
b - b	8,25	0,50	206,75	10	40	40	21,8	190,16	Armatura a taglio non necessaria
c - c	25,36	0,50	206,75	10	40	40	21,8	190,16	Armatura a taglio non necessaria
d - d	33,62	0,40	187,54	10	40	40	21,8	146,94	Armatura a taglio non necessaria
e - e	19,94	0,40	186,60	10	40	40	21,8	146,94	Armatura a taglio non necessaria
f - f	9,78	0,40	185,65	10	40	40	21,8	146,94	Armatura a taglio non necessaria
g - g	3,13	0,40	184,71	10	40	40	21,8	146,94	Armatura a taglio non necessaria

## 12.2 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

### VERIFICA A FESSURAZIONE

#### CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

##### Reazione del terreno

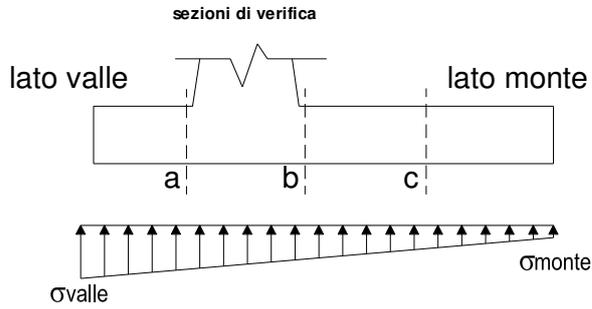
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3,40 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1,93 \quad (m^3)$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Freq.	249,20	48,72	98,58	48,01
	260,45	46,47	100,72	52,48
Q.P.	249,20	43,18	95,70	50,88
	249,20	43,18	95,70	50,88

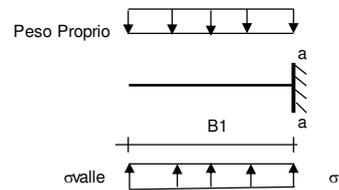


##### Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12,50 (kN/m)

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

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	Ma
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
Freq.	98,58	98,58	0,00
	100,72	100,72	0,00
Q.P.	95,70	95,70	0,00
	95,70	95,70	0,00



##### Mensola Lato Monte

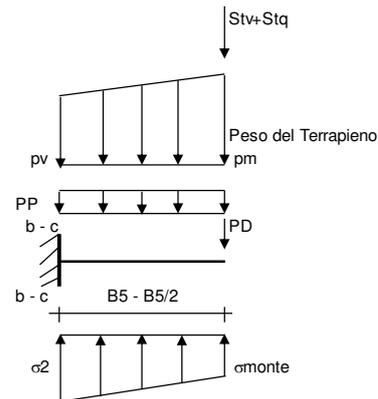
PP = 12,50 (kN/m<sup>2</sup>) peso proprio soletta fondazione  
PD = 0,00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	59,00	62,75	59,00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	59,00	62,75	59,00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	59,00	62,75	59,00	(kN/m <sup>2</sup> )

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B_5^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B_5^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B_5^2 / 3 + (St_v + Sq_v) \cdot B_5 - PD \cdot (B_5 - B_d / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (St_v + Sq_v) \cdot (B_5 / 2) - PD \cdot (B_5 / 2 - B_d / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

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]
Freq.	48,01	92,63	-38,79	70,32	-18,06
	52,48	95,05	-38,61	73,77	-17,63
Q.P.	50,88	90,43	-33,45	70,66	-15,78
	50,88	90,43	-33,45	70,66	-15,78



#### CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

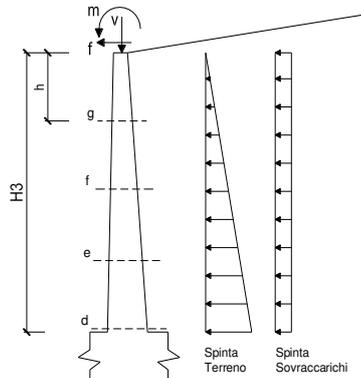
##### Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



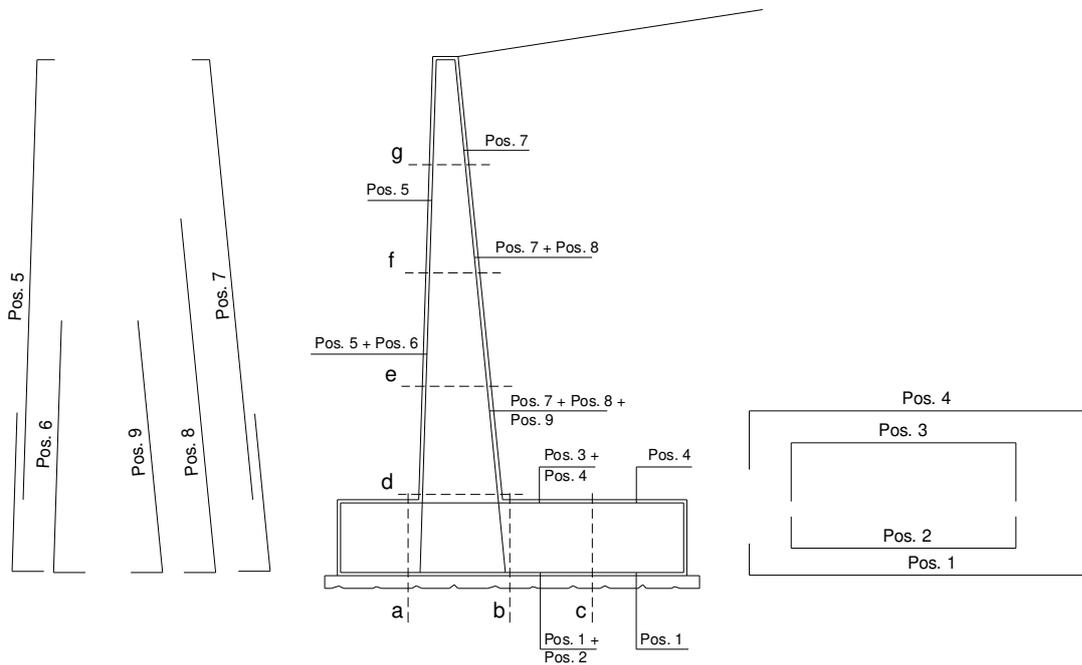
**condizione Frequente**

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	2,95	21,27	4,06	0,00	25,33	0,20	29,50	29,70
e-e	2,21	8,97	2,28	0,00	11,26	0,20	22,13	22,33
f-f	1,48	2,66	1,01	0,00	3,67	0,20	14,75	14,95
g-g	0,74	0,33	0,25	0,00	0,59	0,20	7,38	7,58

**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	2,95	21,27	0,00	0,00	21,27	0,20	29,50	29,70
e-e	2,21	8,97	0,00	0,00	8,97	0,20	22,13	22,33
f-f	1,48	2,66	0,00	0,00	2,66	0,20	14,75	14,95
g-g	0,74	0,33	0,00	0,00	0,33	0,20	7,38	7,58

**SCHEMA DELLE ARMATURE**

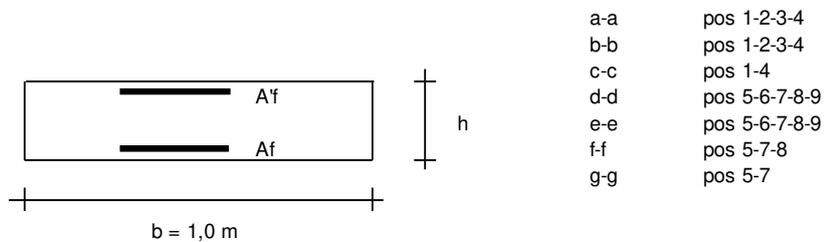


**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	10,0	16		5	5,0	16	
2	0,0	0	<input type="checkbox"/>	6	0,0	0	<input type="checkbox"/>
3	0,0	0	<input type="checkbox"/>	7	10,0	16	
4	10,0	16		8	0,0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0,0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

**VERIFICHE**



condizione Frequente

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	0,00	0,00	0,50	20,11	20,11	0,00	0,00	0,000	0,200
b - b	-38,79	0,00	0,50	20,11	20,11	1,27	48,83	0,048	0,200
c - c	-18,06	0,00	0,50	20,11	20,11	0,59	22,74	0,023	0,200
d - d	25,33	29,70	0,40	20,11	10,05	1,39	34,84	0,030	0,200
e - e	11,26	22,33	0,40	20,11	10,05	0,63	13,41	0,011	0,200
f - f	3,67	14,95	0,40	20,11	10,05	0,21	2,79	0,002	0,200
g - g	0,59	7,58	0,40	20,11	10,05	0,04	-0,05	0,000	0,200

(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	0,00	0,00	0,50	20,11	20,11	0,00	0,00	0,000	0,300
b - b	-33,45	0,00	0,50	20,11	20,11	1,10	42,11	0,042	0,300
c - c	-15,78	0,00	0,50	20,11	20,11	0,52	19,86	0,020	0,300
d - d	21,27	29,70	0,40	20,11	10,05	1,17	28,16	0,024	0,300
e - e	8,97	22,33	0,40	20,11	10,05	0,50	9,70	0,008	0,300
f - f	2,66	14,95	0,40	20,11	10,05	0,15	1,33	0,001	0,300
g - g	0,33	7,58	0,40	20,11	10,05	0,00	-	-	0,300

sez. compressa

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

### 12.3 VERIFICHE TENSIONI

#### VERIFICHE TENSIONE

##### CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

###### Reazione del terreno

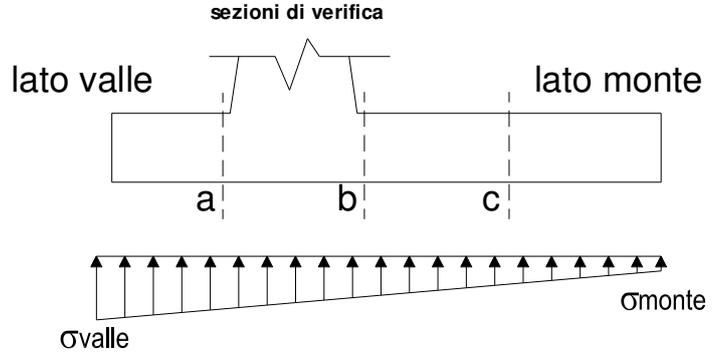
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3,40 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1,93 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	249,20	50,57	99,54	47,05
	264,20	47,57	102,40	53,01
sisma+	252,56	56,94	103,84	44,73
	252,56	56,94	103,84	44,73
sisma-	245,84	55,78	101,26	43,35
	245,84	55,78	101,26	43,35

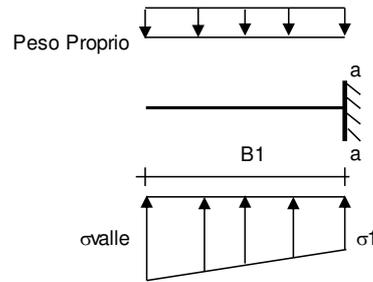


###### Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio. PP} = 12,50 \text{ (kN/m)}$$

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

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	Ma
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
statico	99,54	99,54	0,00
	102,40	102,40	0,00
sisma+	103,84	103,84	0,00
	103,84	103,84	0,00
sisma-	101,26	101,26	0,00
	101,26	101,26	0,00



###### Mensola Lato Monte

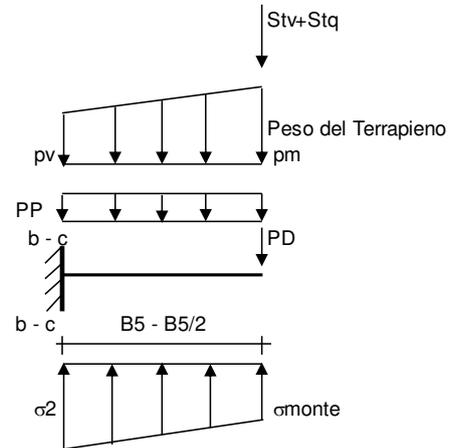
$$\text{PP} = 12,50 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$\text{PD} = 0,00 \text{ (kN/m)} \quad \text{peso proprio dente}$$

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	59,00	64,00	59,00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	59,00	64,00	59,00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	59,00	64,00	59,00	(kN/m <sup>2</sup> )

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (St_v + Sq_v) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H/2) + M_{sp} + Sp \cdot H/2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2)^2 / 3 + (St_v + Sq_v) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H/2) + M_{sp} + Sp \cdot H/2$$



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]
statico	47,05	93,37	-40,56	70,21	-18,83
	53,01	96,59	-40,33	74,80	-18,25
sisma+	44,73	96,88	-46,58	70,81	-21,42
	44,73	96,88	-46,58	70,81	-21,42
sisma-	43,35	94,45	-45,68	68,90	-21,00
	43,35	94,45	-45,68	68,90	-21,00

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

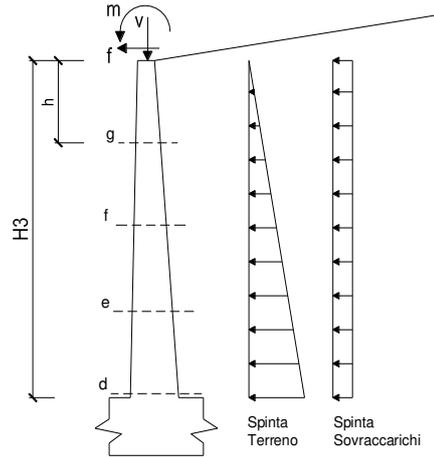
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

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

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



**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	2,95	21,27	5,41	0,00	26,68	0,20	29,50	29,70
e-e	2,21	8,97	3,04	0,00	12,02	0,20	22,13	22,33
f-f	1,48	2,66	1,35	0,00	4,01	0,20	14,75	14,95
g-g	0,74	0,33	0,34	0,00	0,67	0,20	7,38	7,58

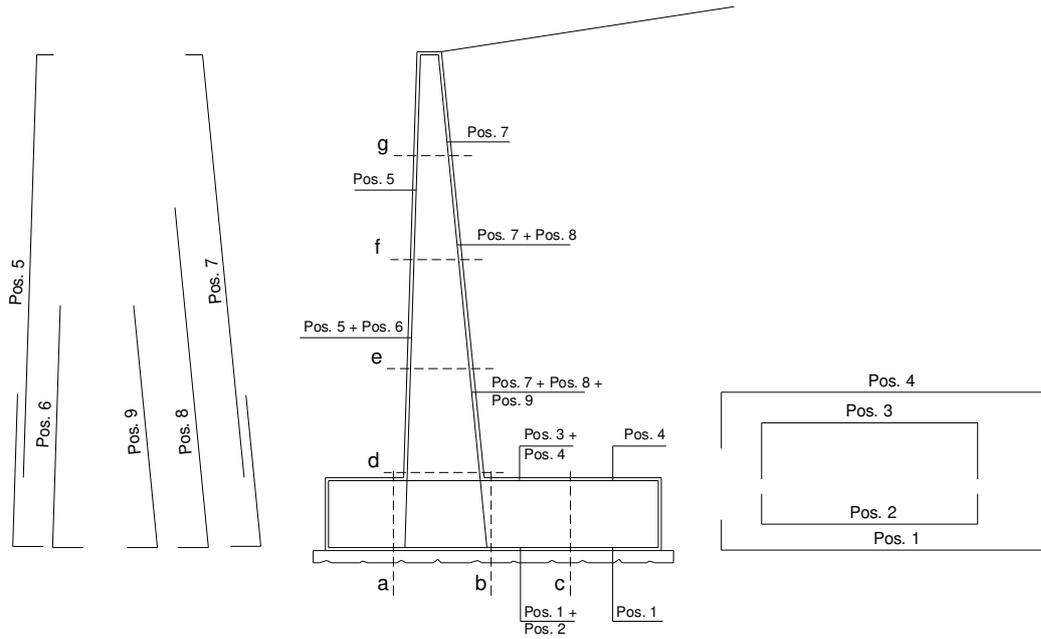
**condizione sismica +**

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	2,95	21,27	1,47	0,00	0,00	1,17	23,91	0,20	29,90	30,10
e-e	2,21	8,97	0,62	0,00	0,00	0,66	10,25	0,20	22,42	22,62
f-f	1,48	2,66	0,18	0,00	0,00	0,29	3,14	0,20	14,95	15,15
g-g	0,74	0,33	0,02	0,00	0,00	0,07	0,43	0,20	7,47	7,67

**condizione sismica -**

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	2,95	21,27	0,89	0,00	0,00	1,17	23,34	0,20	29,10	29,30
e-e	2,21	8,97	0,38	0,00	0,00	0,66	10,01	0,20	21,83	22,03
f-f	1,48	2,66	0,11	0,00	0,00	0,29	3,06	0,20	14,55	14,75
g-g	0,74	0,33	0,01	0,00	0,00	0,07	0,42	0,20	7,28	7,48

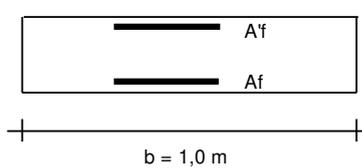
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	10,0	16		5	5,0	16	
2	0,0	0	<input type="checkbox"/>	6	0,0	0	<input type="checkbox"/>
3	0,0	0	<input type="checkbox"/>	7	10,0	16	
4	10,0	16		8	0,0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0,0	0	<input type="checkbox"/>

**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 Statica**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
a - a	0,00	0,00	0,50	20,11	20,11	0,00	0,00
b - b	-40,56	0,00	0,50	20,11	20,11	1,33	51,07
c - c	-18,83	0,00	0,50	20,11	20,11	0,62	23,70
d - d	26,68	29,70	0,40	20,11	10,05	1,46	37,07
e - e	12,02	22,33	0,40	20,11	10,05	0,67	14,65
f - f	4,01	14,95	0,40	20,11	10,05	0,23	3,31
g - g	0,67	7,58	0,40	20,11	10,05	0,04	-0,01

**Condizione Sismica**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
a - a	0,00	0,00	0,50	20,11	20,11	0,00	0,00
b - b	-46,58	0,00	0,50	20,11	20,11	1,53	58,64
c - c	-21,42	0,00	0,50	20,11	20,11	0,70	26,97
d - d	23,91	29,30	0,40	20,11	10,05	1,32	32,60
e - e	10,25	22,03	0,40	20,11	10,05	0,57	11,84
f - f	3,14	14,75	0,40	20,11	10,05	0,18	2,03
g - g	0,43	7,48	0,40	20,11	10,05	0,03	-

sez. compressa

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

13 VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	20	37	0	
materiale 2	19,5	27	17	
materiale 3				
materiale 4				

peso specifico acqua 9,81 [kN/m<sup>3</sup>]

azioni sismiche  $a_g/g$  0,1 (-)  $S_s$  1,5  $k_h$  0,2700 (-)  
 $\beta_s$  1,8  $S_T$  1  $k_v$  0,1350 (-)

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

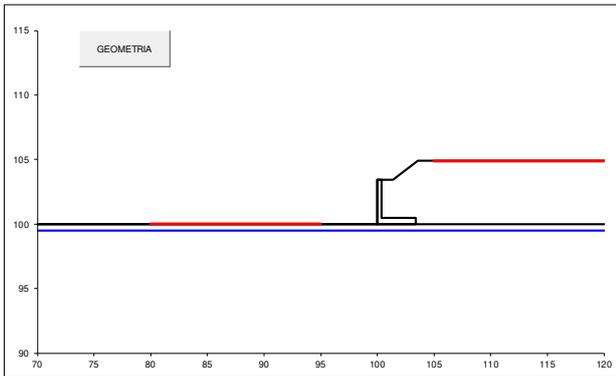
p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda	
materiale 1		materiale 1		materiale 2		materiale 4		materiale 2		falda	
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	100,000	100,000	0	100,400	103,450	0	89,230	100,000	0	70,000	99,500
1	70,000	100,000	1	101,400	103,450	1	120,000	100,000	1	120,000	99,500
2			2	103,550	104,883	2			2		
3			3	120,000	104,883	3			3		
4			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

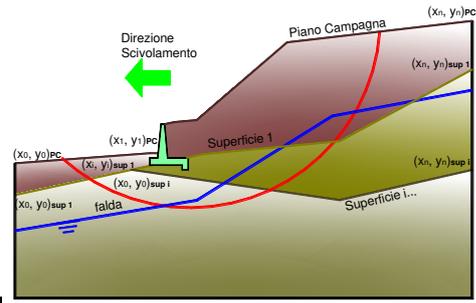
	$q_{s1}$	$q_{s2}$	% sisma
sovraccarico 1	101	5	0%
sovraccarico 2			

Limiti ricerca superfici

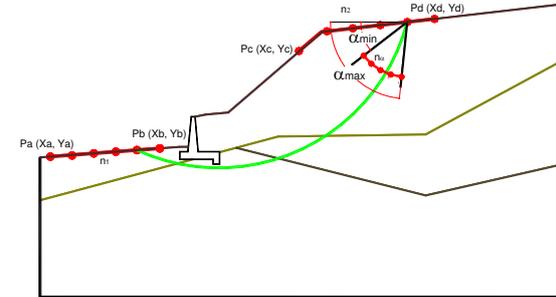
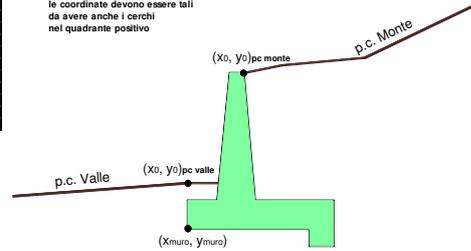
Xa	80	Xc	105	alfa min	40	# superfici massimo	2816
Xb	95	Xd	120	alfa max	70		
n1	15	n2	15	n alfa	10		



#strisce	30	# Superfici Calcolate	1861	FS Bishop	STATICO 2,208	CALCOLO
				SISMICO 1,065		



N.B. inserire coordinate positive  
le coordinate devono essere tali da avere anche i cerchi nel quadrante positivo



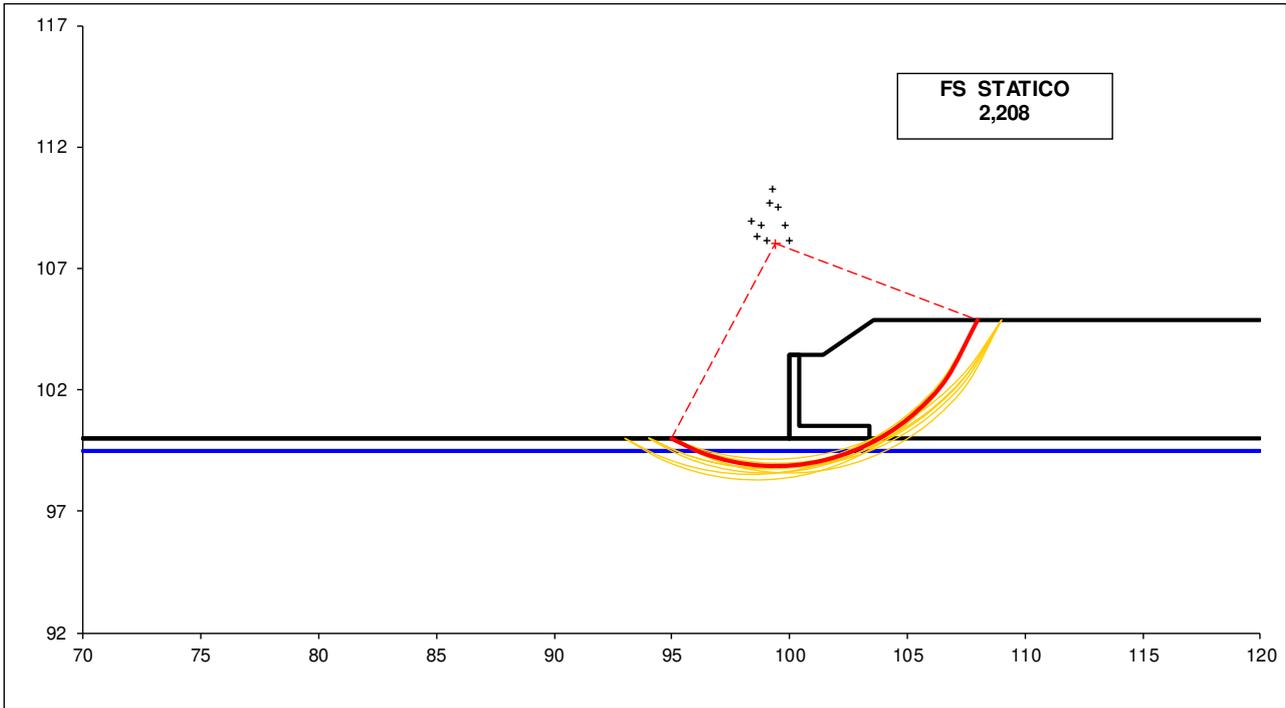
Condizione di Carico

STATICA

# superfici da disegnare

10

DISEGNO



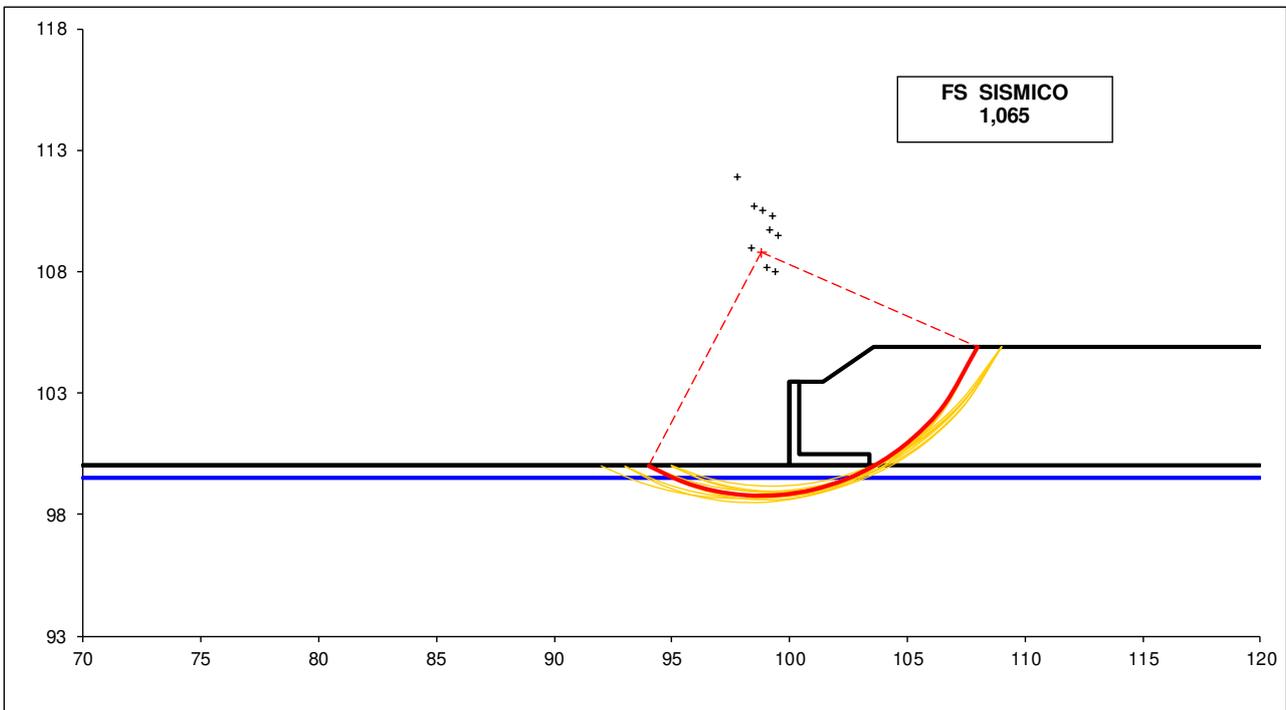
Condizione di Carico

SISMICA

# superfici da disegnare

10

DISEGNO



**14 SOTTOSCRIZIONE DELL'ELABORATO DA PARTE DEL R.T.P.**

STUDIO CORONA S.r.l.

ECOPLAN S.r.l.

---



---

I.T. S.r.l.

E&G S.r.l.

---



---

CONSORZIO UNING

ARKE' INGEGNERIA S.r.l.

---



---

SETAC S.r.l.

ING. RENATO DEL PRETE

---



---

DOTT. DANILO GALLO

---