

S.S.45 DELLA VAL DI TREBBIA

AMMODERNAMENTO DELLA STRADA STATALE N. 45 DELLA VAL TREBBIA NEL TRATTO CERNUSCA-RIVERGARO

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: ANAS DPRL

SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE:

I PROGETTISTI:

ing. Antonio SCALAMANDRÉ
Ordine Ing. di Frosinone n.1063



IL GEOLOGO:

geol. Maurizio MARTINO
Ordine Geol. del Lazio ES n.457



IL RESPONSABILE DEL SIA:

Ing. Laura TROIANI
Ordine Arch. di Roma n.A-31890



IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

geom. E PAIELLA



VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

ing. Anna Maria NOSARI

PROTOCOLLO

DATA

DOTT. GEOL.
DANILO GALLO

ING. RENATO
DEL PRETE

L0002

L - PROGETTO STRUTTURALE - TOMBINATURE IDRAULICHE

L00 - RELAZIONI TOMBINATURE E MANUFATTI

RELAZIONE DI CALCOLO MURO LINEARE DI IMBOCCO E/O DI USCITA

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

BO0067 D 1801

NOME FILE

L0002-T00TM00STRRE01_B.dwg

REVISIONE

SCALA:

CODICE ELAB. T00 TM00 STR RE01

B

C

B

EMISSIONE A SEGUITO DI ISTUTTORIA ANAS

GENNAIO
2021

A

EMISSIONE

APRILE
2020

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
5.3	Calcolo dei copriferri minimi – zattera di fondazione	7
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	8
7	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	10
7.1	Identificazione della località e dei parametri sismici generali	10
7.2	Definizione della strategia progettuale	11
7.3	Parametri di calcolo	13
7.3.1	Parametri numerici sismici	13
7.3.2	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	13
7.3.3	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	13
7.3.4	Fattori di struttura.....	14
7.3.5	Definizione dello spettro di progetto	14
7.4	Definizione dei coefficienti sismici di calcolo	17
8	ANALISI DEI CARICHI.....	18
8.1	Peso proprio delle strutture in cemento armato	18
8.2	Peso del terreno a tergo del muro	18
8.3	Peso proprio del parapetto	18
8.4	Carichi accidentali a tergo del muro.....	18
8.5	Spinta dei terreni a tergo dell'opera di sostegno	18
8.6	Spinta dei sovraccarichi a tergo dell'opera di sostegno	19
8.7	Azione sismica	19
8.7.1	Azione inerziale delle masse	19
8.8	Sovrappinta dinamica dei terreni.....	20
9	COMBINAZIONI DI CARICO.....	21
9.1	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi- permanenti.....	21
9.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti	21
9.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche	21
9.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche	22
9.5	Combinazione di carico sismiche.....	23
9.6	Definizione dei coefficienti di partecipazione e riepilogo delle combinazioni	23
10	SEZIONE TIPO 1	24
10.1	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI.....	24
10.1.1	Approcci normativi	24
10.1.2	Dati di input.....	26
10.1.3	Azioni sollecitanti	30
10.2	VERIFICHE GEOTECNICHE	32
10.2.1	Condizione statica	32

10.2.2	Condizione sismica+	35
10.2.3	Condizione sismica –	37
10.3	VERIFICHE STRUTTURALI	39
10.3.1	Verifiche allo Stato Limite Ultimo.....	39
10.3.2	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	43
10.3.3	Verifiche tensioni	46
10.4	VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE	49
11	SEZIONE TIPO 2	51
11.1	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI.....	51
11.1.1	Approcci normativi	51
11.1.2	Dati di input.....	53
11.1.3	Azioni sollecitanti	57
11.2	VERIFICHE GEOTECNICHE	59
11.2.1	Condizione statica	59
11.2.2	Condizione sismica+	61
11.2.3	Condizione sismica –	63
11.3	VERIFICHE STRUTTURALI	65
11.3.1	Verifiche allo Stato Limite Ultimo.....	65
11.3.2	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	69
11.3.3	Verifiche tensioni	72
11.4	VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE	75

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta la descrizione, il dimensionamento e le verifiche strutturali e geotecniche dei muri di testata dei tombini scatoari nell'ambito del progetto definitivo: "S.S.45 – della Val Trebbia nel tratto Cernusca-Rivergaro".

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

I muri di testata dei tombini presentano una sezione trasversale a "L" (non è presente alcun piede di valle) con un taglione scavato a sezione obbligatoria e sono interamente realizzati in cemento armato gettato in opera.

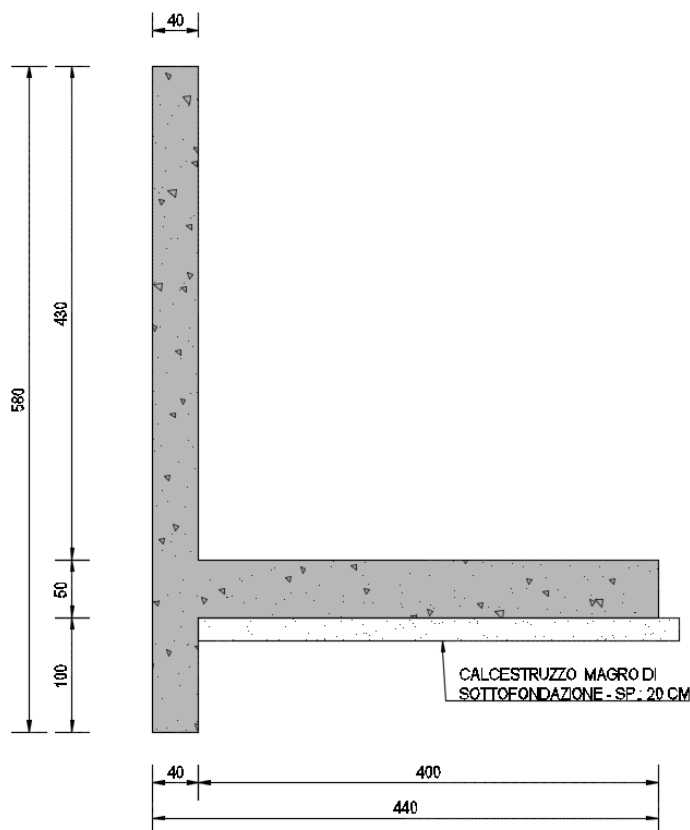
Nel presente progetto sono presenti due diverse tipologie di muro, differenziate in base all'altezza del paramento frontale. In dettaglio saranno analizzate le seguenti geometrie:

SEZIONE TIPO 1

Le dimensioni della sezione trasversale sono di seguito riepilogate:

- Muro frontale in elevazione: **40 x 430 cm**
- Zattera di fondazione: **440 x 50 cm**

La fondazione è di tipo diretto.

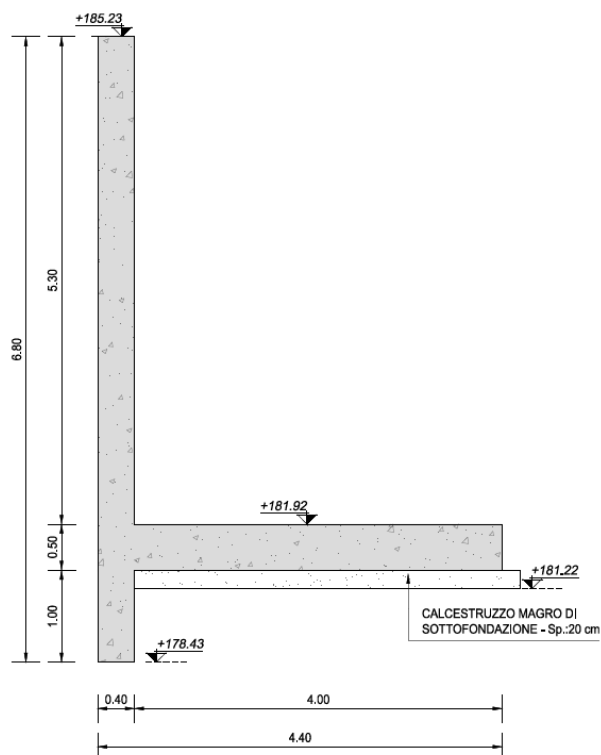


SEZIONE TIPO 2

Le dimensioni della sezione trasversale sono di seguito riepilogate:

- Muro frontale in elevazione: **40 x 530 cm**
- Zattera di fondazione: **440 x 50 cm**

La fondazione è di tipo diretto.



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 17/01/2018** → Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- **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: kN/m^2 , kN/m , kN
- per i momenti: kNm
- per i tagli e sforzi normali: kN
- per le tensioni: N/mm^2
- per le accelerazioni: 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 tutte le opere è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C32/40** e classe di esposizione **XF4, XC2, XA2** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI - D.M. 17.01.2018			
Classe di resistenza del calcestruzzo		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	40,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	33,20	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	f_{cm}	41,20	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18,81	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3,10	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	2,17	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,45	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	E_c	36.049,97	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	E_{cm}	32.811,24	[N/mm ²]

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/mm² (resistenza caratteristica a rottura)
- $f_{y,k}$ = 450,00 N/mm² (tensione caratteristica di snervamento)
- $f_{y,d}$ = 391,30 N/mm² (tensione di snervamento di calcolo - $\gamma_c=1,15$)
- E_s = 210.000,00 N/mm² (modulo elastico istantaneo)

5.3 CALCOLO DEI COPRIFERRI MINIMI

Ai sensi delle prescrizioni di cui alla normativa vigente e con riferimento alla procedura di calcolo prevista dalla Circolare Applicativa 21/01/2019 si riporta di seguito il calcolo del copriferro minimo inteso come ricoprimento delle barre per la classe di esposizione più vincolante.

Classe di esposizione XF4

Per le opere di fondazione ed elevazione è previsto un copriferro minimo pari a **50mm** così come determinato dalla tabella successiva. Ai fini del calcolo sarà adottato un copriferro pari a **50mm**.

Definizione della condizioni ambientali (TABELLA 4.1.IV - Descrizione delle condizioni ambientali)		
Condizioni ambientali	Classe di esposizione	Classe di esposizione di progetto
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1	XF4
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3	Condizioni ambientali di progetto
Molto Aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	Molto Aggressivo

Definizione della classi di resistenza rispetto alla Tabelle C4.1.IV		
Classe minima Cmin	Classe di resistenza del calcestruzzo	Classe di resistenza del calcestruzzo
C35/45	Barre da c.a. elementi a p	C32/40
Classe C0	Vita Nominale dell'opera	Produzioni sottoposte a controllo qualità
C45/55	50 Anni	SI

Determinazione del copriferro minimo (Tab. C4.1.IV)	
Copriferro minimo ai sensi della tabella e delle precisazioni di cui al capitolo C4.1.6.1.3 della Circolare Applicativa	40 mm
Tolleranza costruttiva	10 mm
COPRIFERRO MINIMO DI PROGETTO	50 mm

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, i terreni di copertura, sono state distinte le seguenti unità geotecniche:

- a1b - Deposito di frana attiva per scivolamento
- a1d - Deposito di frana attiva per colamento di fango
- a1g - Deposito di frana attiva complessa
- a2b - Deposito di frana quiescente per scivolamento
- a2d - Deposito di frana quiescente per colamento di fango
- a2g - Deposito di frana quiescente complessa
- a3 - Deposito di versante s.l.
- Strato di alterazione del substrato in posto (Formazione APA)
- Strato di alterazione del substrato in posto (Formazione VLU2)
- Strato di alterazione del substrato in posto (Formazione VLU3)
- CMZ - Sintema di Costamezzana

Il substrato è stato invece distinto nelle seguenti unità litotecniche, corrispondenti alle unità geologiche cartografate.

- CPP – Complesso di Pietra Parcellara (da Argille a Palombini)
- VLU2 - Formazione della Val Luretta - membro di Monteventano
- VLU3 - Formazione della Val Luretta - membro di Genepreto

Di seguito si riporta la tabella riepilogativa delle opere ed il terreno di fondazione corrispondente.

WBS	ASSE	PROGR.	UNITA' GEOTECNICA TERRENO DI FONDAZIONE	COPERTURA/SUBSTRATO	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]
TM01	01	0+848,57	a2g	COPERTURA	18,74	30,89	27,34
TM02	01	1+798,20	a2g	COPERTURA	18,74	30,89	27,34
TM03	02	0+070,74	a2g	COPERTURA	18,74	30,89	27,34
TM04	02	0+605,38	VLU3	SUBSTRATO	19,39	28,24	29,75
TM05	03	0+921,78	VLU3	SUBSTRATO	19,39	28,24	29,75
TM06	03	1+171,14	a2g	COPERTURA	18,74	30,89	27,34
TM07	04	1+111,97	VLU3	SUBSTRATO	19,39	28,24	29,75
TM08	05	0+124,01	VLU3	COPERTURA	19,33	29,50	30,36
TM09	05	0+663,46	VLU3	COPERTURA	19,33	29,50	30,36
TM10	06	0+164,34	VLU3	COPERTURA	19,33	29,50	30,36
TM11	06	1+385,66	a2g	COPERTURA	18,74	30,89	27,34
TM12	07	0+185,27	VLU2	SUBSTRATO	19,17	26,56	30,33
TM13	07	0+424,04	a2g	COPERTURA	18,74	30,89	27,34
TM14	07	0+805,79	VLU2	SUBSTRATO	19,17	26,56	30,33
TM15	07	1+113,73	VLU2	COPERTURA	19,33	31,41	24,72
TM16	07	1+159,46	VLU2	COPERTURA	19,33	31,41	24,72
TM17	08	0+178,18	a1b	COPERTURA	19,59	33,15	18,25
TM18	R2-ROT3	0+288,89	VLU3	COPERTURA	18,90	29,50	30,36
TM19	R1-ROT7	0+026,66	VLU2	COPERTURA	19,33	31,41	24,72

A favore di sicurezza i calcoli e le verifiche sono stati effettuati considerando il terreno di fondazione di tipo **VLU2 (SUBSTRATO)**:

- Peso per unità di volume: $\gamma = 19,17 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\phi = 26,56^\circ$
- Coesione efficace: $c' = 30,33 \text{ kN/m}^2$

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: $c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$

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 dei Comuni di Cernusca e Rivergaro siti nella provincia di Piacenza.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta >>>

Variabilità dei parametri >>>

Elaborazioni

Tabella parametri >>>

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

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

Interpolazione

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".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

7.2 DEFINIZIONE DELLA STRATEGIA PROGETTUALE

In riferimento al D.M. 17.01.2018 “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**

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

- Classe d’uso dell’opera: **IV**

2.4.2. CLASSI D’USO

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 DM 5/11/2001, 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 sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto 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

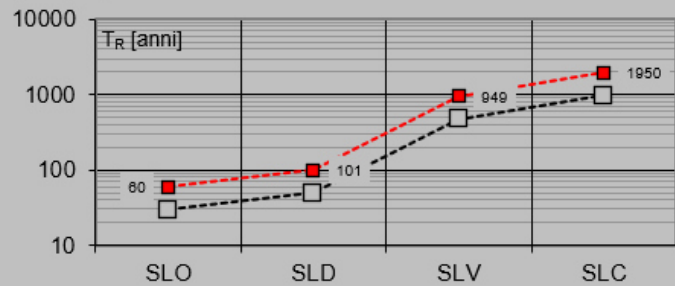
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

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	0,047	2,527	0,240
SLD	101	0,057	2,551	0,259
SLV	949	0,131	2,487	0,295
SLC	1950	0,165	2,492	0,299

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 il terreno di fondazione è classificato simicamente come di **categoria C**.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa medianamente addensati o terreni a grana fina medianamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

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**.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

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):

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato SLV ▼ info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo C ▼ info $S_s = 1,500$ $C_C = 1,571$ ▼ info

Categoria topografica T1 ▼ info $h/H = 1,000$ $S_T = 1,000$ ▼ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) $\xi = 5$ $\eta = 1,000$ ▼ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore $q_0 = 1$ Regol. in altezza sì ▼ info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore $q = 1$ $\eta = 1,000$ ▼ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ▶▶▶

Parametri e punti spettri di risposta ▶▶▶

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

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	0,131 g
F_0	2,487
T_C	0,295 s
S_s	1,500
C_c	1,571
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,154 s
T_C	0,463 s
T_D	2,124 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

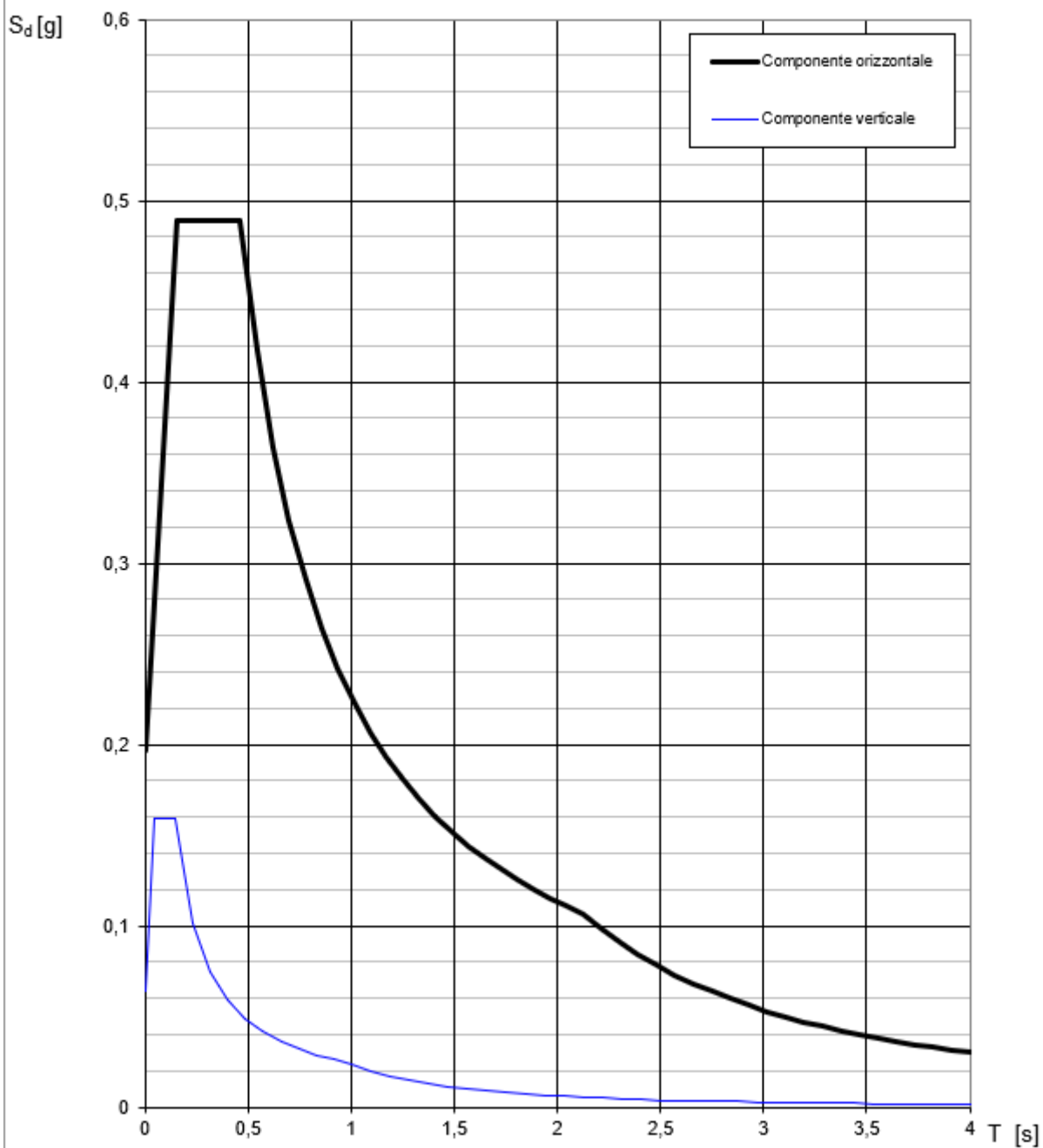
Lo spettro di progetto $S_e(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,197
T_B	0,154	0,489
T_C	0,463	0,489
	0,542	0,418
	0,621	0,364
	0,700	0,323
	0,779	0,290
	0,859	0,264
	0,938	0,241
	1,017	0,223
	1,096	0,207
	1,175	0,193
	1,254	0,181
	1,333	0,170
	1,412	0,160
	1,491	0,152
	1,570	0,144
	1,650	0,137
	1,729	0,131
	1,808	0,125
	1,887	0,120
	1,966	0,115
	2,045	0,111
T_D	2,124	0,107
	2,213	0,098
	2,303	0,091
	2,392	0,084
	2,481	0,078
	2,571	0,073
	2,660	0,068
	2,749	0,064
	2,839	0,060
	2,928	0,056
	3,017	0,053
	3,107	0,050
	3,196	0,047
	3,285	0,045
	3,375	0,042
	3,464	0,040
	3,553	0,038
	3,643	0,036
	3,732	0,035
	3,821	0,033
	3,911	0,031
	4,000	0,030

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 limite: SLV



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:

$$a_{\max} = S \cdot a_g / g = S_S \cdot S_T \cdot a_g / g = 1,50 \cdot 1,00 \cdot 0,131 = 0,197$$

- g → accelerazione di gravità

Il muro di sostegno può essere considerato come libero di ruotare intorno al piede. Il coefficiente β_m viene pertanto determinato secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” – par. 7.11.6.2.1:

Il coefficiente β_m assume un valore pari a:

- **0,38** per le verifiche strutturali e geotecniche a carico limite e scorrimento.

I coefficienti sismici in direzione orizzontale e verticale risultano dunque pari a:

$$K_h = 0,075$$

$$K_v = 0,037$$

Il coefficiente β_m assume un valore pari a:

- **0,57** per le verifiche geotecniche a ribaltamento

I coefficienti sismici in direzione orizzontale e verticale risultano dunque pari a:

$$K_h = 0,112$$

$$K_v = 0,056$$

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 $\gamma_{ca} = 25,0 \text{ kN/m}^3$.

8.2 PESO DEL TERRENO A TERGO DEL MURO

Il peso del terreno a tergo del muro (gravante sulla zattera di fondazione) è stato assunto pari $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$.

8.3 PESO PROPRIO DEL PARAPETTO

Al di sopra della sommità delle pareti verticali è stata prevista la posa in opera di un parapetto metallico, il cui peso per unità di lunghezza è stato assunto pari a $p = 0,20 \text{ kN/m}$.

8.4 CARICHI ACCIDENTALI A TERGO DEL MURO

A favore di sicurezza e per tener conto della eventuale presenza di mezzi d'opera leggeri in fase di manutenzione si considera un carico accidentale a tergo del muro (gravante sulla zattera di fondazione) pari a $q = 5,00 \text{ kN/m}^2$.

8.5 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:

- γ 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

Il valore del coefficiente di spinta attiva del terreno viene determinato 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:

- φ = angolo di attrito interno
- β = inclinazione del paramento di monte rispetto all'orizzontale $\beta = 0^\circ$
- δ = angolo di attrito terra – muro
- ε = 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.

8.6 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

Sono stati considerati i seguenti sovraccarichi agenti:

- sovraccarichi accidentali $\rightarrow q = 5,00 \text{ kN/m}^2$

Il valore del coefficiente di spinta attiva del terreno viene determinato 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:

- φ = angolo di attrito interno
- β = inclinazione del paramento di monte rispetto $\beta = 0^\circ$
- δ = angolo di attrito terra – muro
- ε = 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.

8.7 AZIONE SISMICA

Le sollecitazioni agenti sulla struttura in fase sismica vengono determinate attraverso un'analisi pseudo-statica, secondo quanto riportato nel DM 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", paragrafo 7.11.6.

8.7.1 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 .

8.8 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:

- γ 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 θ che compare nelle due formulazioni di Mononobe-Okabe vale:

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

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. 17.01.2018 “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
- ψ_{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. 17.01.2018 “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
- ψ_{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. 17.01.2018 “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
- ψ_{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. 17.01.2018 “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:

- γ_G e γ_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
- Ψ_{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. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.6, tabella 2.6.I, sono riepilogati nelle seguenti tabelle:

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

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Le verifiche di tipo geotecnico sono state effettuate secondo l'approccio 2 (A1-M1-R3) del D.M. 17.01.2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, cap.6.

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
- Ψ_{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 ψ 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 SEZIONE TIPO 1

10.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

10.1.1 APPROCCI NORMATIVI

Nelle verifiche di sicurezza allo Stato Limite Ultimo, in accordo con quanto riportato nel D.M. 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", par. 6.5.3.1.1., le verifiche geotecniche e strutturali devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, combinazione dei coefficienti parziali A1+M1+R3, tenendo conto dei seguenti valori dei coefficienti parziali:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_G

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

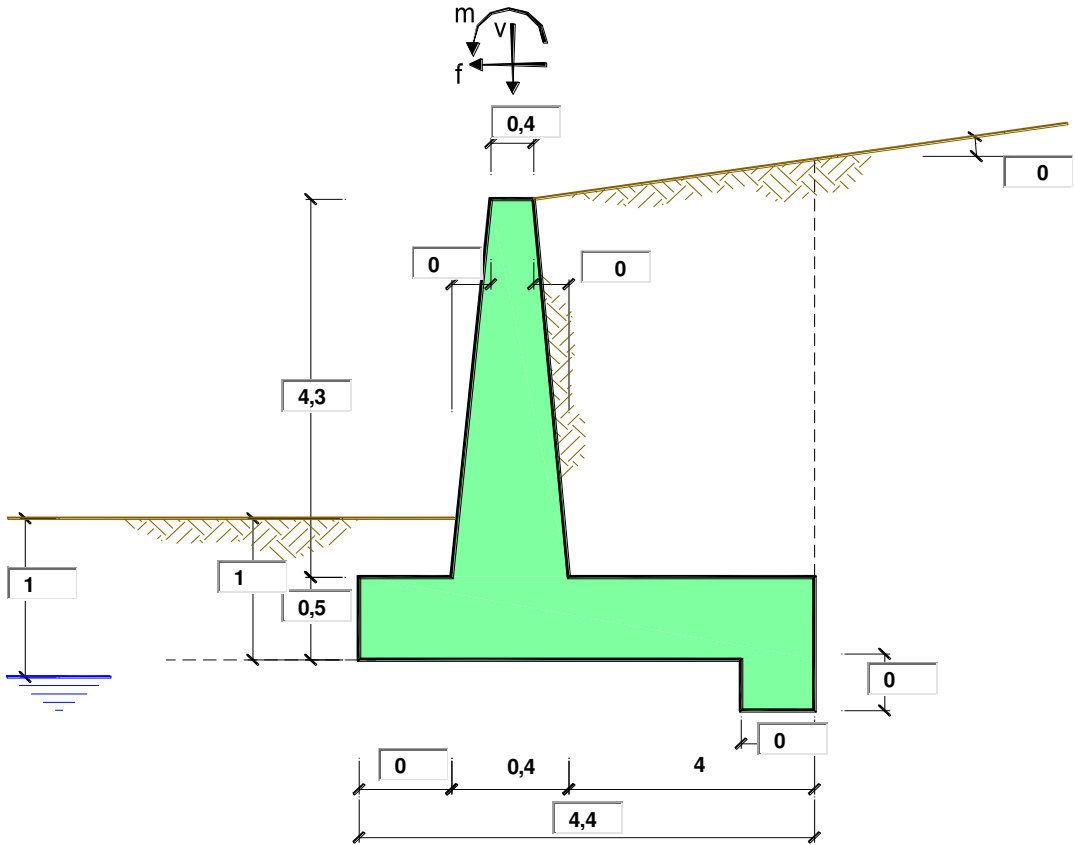
Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Nelle verifiche di sicurezza allo Stato Limite di salvaguardia della Vita, in accordo con quanto riportato nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 7.11.6.2.2., si pongono pari all’unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e si impiegano le resistenze di progetto con i coefficienti parziali indicati in tabella 7.11.III:

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

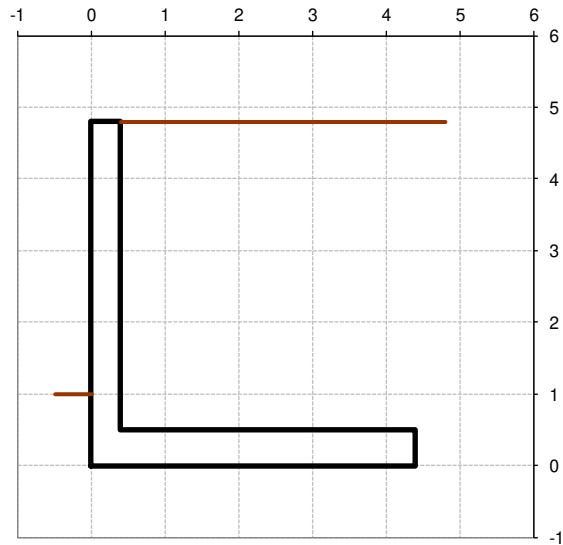
10.1.2 DATI DI INPUT



OPERA Muro ad "L"

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 type="radio"/>
	SLE (DM88)			<input type="radio"/>
altro			<input checked="" type="radio"/>	



Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25,00$ (kN/m³)

Coefficienti Statici:

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

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

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1,00	1,00	1,40	2,00	1,40
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,10
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,15

Coefficienti Sismici:

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1,00	1,00	1,40	2,00	1,20
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,00
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,00

Dati geotecnici e sismici per le verifiche strutturali e geotecniche a carico limite e scorrimento:

				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici							
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	37,00	37,00	37,00	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20,00	20,00	20,00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	24,67	24,67	24,67	
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c_1'	30,33	30,33	30,33	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	φ_1'	26,56	26,56	26,56	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	γ_1	19,17	19,17	19,17	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γ_d	20,00	20,00	20,00	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	8,80			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	17500			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0,131	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_S	1,5	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0,38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0,07467	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0,0373	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	

		SLE	STR/GEO	EQU	
Coefficienti di Spinta	Coef. di Spinta Attiva Statico	k_a	0,226	0,226	0,226
	Coef. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	k_{as+}	0,267	0,267	0,267
	Coef. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	k_{as-}	0,270	0,270	0,270
	Coef. Di Spinta Passiva	k_p	2,618	2,618	2,618
	Coef. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	k_{ps+}	2,498	2,498	2,498
	Coef. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	k_{ps-}	2,488	2,488	2,488

Dati geotecnici e sismici per le verifiche geotecniche a ribaltamento:

			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici						
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	37,00	37,00	37,00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20,00	20,00	20,00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	24,67	24,67	24,67
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c_1'	30,33	30,33	30,33
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	φ_1'	26,56	26,56	26,56
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	γ_1	19,17	19,17	19,17
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γ_d	20,00	20,00	20,00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	8,80		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	17500		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0,131	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_S	1,5	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0,57	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0,112005	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0,0560	(-)
	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	k_a	0,226	0,226
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	k_{as+}	0,289	0,289
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	k_{as-}	0,298	0,298
	Coeff. Di Spinta Passiva	k_p	2,618	2,618
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	k_{ps+}	2,439	2,439
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	k_{ps-}	2,417	2,417

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C32/40"/>
Rck	40 (MPa)
fck	32 (MPa)
fcm	40 (MPa)
Ec	33346 (MPa)
α_{cc}	0,85
γ_c	1,50

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	18,13 (MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3,02 (MPa)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche		
σ_c	12,25	Mpa
σ_t	260	Mpa

condizioni sismiche		
σ_c	12,25	Mpa
σ_t	260	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

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

Acciaio

tipo di acciaio	<input type="text" value="B450C"/>
f_{yk}	= 450 (MPa)
γ_s	= 1,15
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	= 391,30 (MPa)
E_s	= 210000 (MPa)
ε_{ys}	= 0,19%

coefficiente omogeneizzazione acciaio $n = 15$

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

$c = 7,30$ (cm)

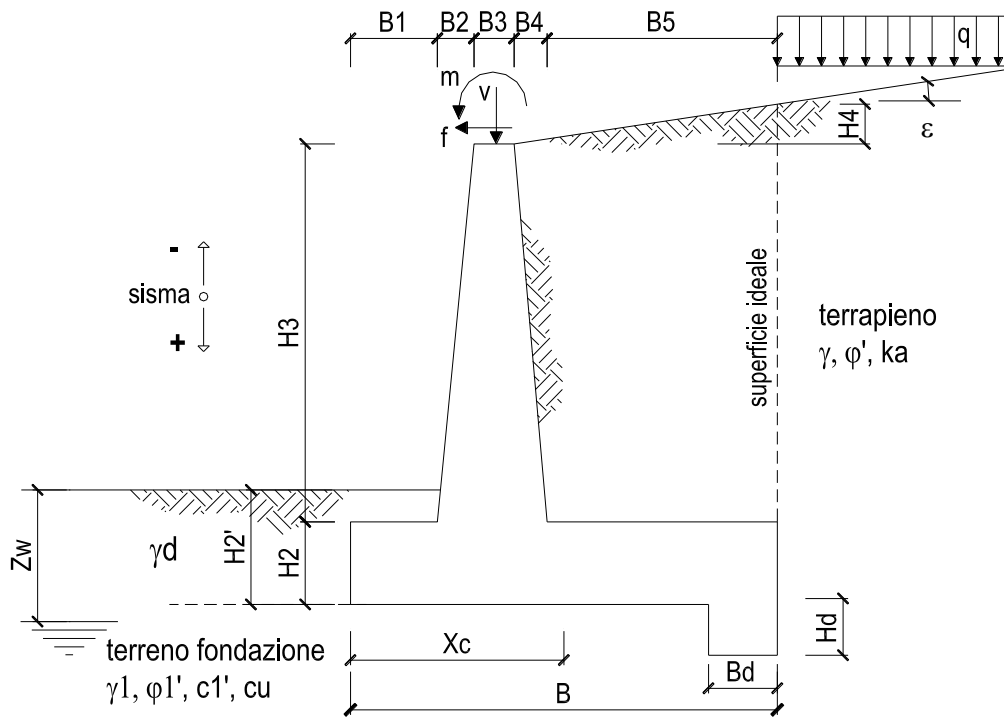
Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 5,00$ (cm)

Interferro tra I e II strato

$i_{I-II} = 4,00$ (cm)

10.1.3 AZIONI SOLLECITANTI



OPERA Esemplio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	4,30	(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 =	4,40	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0,50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	4,00	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2,20	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25,00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	43,00	43,00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	55,00	55,00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	98,00	98,00
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	344,00	344,00
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)	240,00	312,00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	584,00	656,00
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	20	30
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
- Muro (Mm)				
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)	8,60	8,60
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	121,00	121,00
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	129,60	129,60
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	825,60	825,60
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)	576,00	748,80
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	1401,60	1574,40
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	48	72
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		7,32
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		3,66
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		48,98
Ptsh =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		24,49
- 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)		8,51
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		1,03
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)		9,54
- 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)		0,32
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)		4,52
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)		4,84
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		68,07
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)		68,07
- 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)		30,82
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)		30,82

10.2 VERIFICHE GEOTECNICHE

10.2.1 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) 52,00	67,60	67,60
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 65,00	84,50	84,50
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 5,42	8,12	8,12

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 47,25	61,43	61,43
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 59,07	76,79	76,79
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 4,92	7,38	7,38

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 21,70	28,21	28,21
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 27,13	35,26	35,26
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 2,26	3,39	3,39

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0,5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(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) 75,61	98,29	98,29
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 95,48	124,13	124,13
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 141,76	184,29	184,29
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 11,81	17,72	17,72
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 119,36	155,16	155,16
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 9,95	14,92	14,92
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 =	$m_p + m$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
Mfext2 =	$(f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
Mfext3 =	$(v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 0,04	0,04	0,04

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	821,07	(kN/m)
-----	------------------------------------------------------------	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	145,60	(kN/m)
-----	-----------------	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0,50	(-)
-----	----------------	------	-----

Fs scorr.	$(N \cdot f + Sp) / T$	2,82	>	1,1
------------------	------------------------------------------	-------------	-------------	------------

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr acc)$	821,07	851,07	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + Sq_h + f - Sp$	145,60	145,60	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	1697,95	1769,95	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	108,39	102,39	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c'1'$	coesione terreno di fondaz.	30,33		(kPa)
$\phi'1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	26,56		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9,17		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d H^2$	sovraccarico stabilizzante	20,00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,13	0,12	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4,14	4,16	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	12,59		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	23,18		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	13,58		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,75	0,75	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,72	0,72	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0,65	0,65	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	863,92	865,71	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	4,35	>	1,4
		Nmax	4,23	>	

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + Mfext3 \quad 1704,04 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp \quad 6,09 \quad (\text{kNm/m})$$

$$\mathbf{Fs \text{ ribaltamento} \quad Ms / Mr \quad 279,98 \quad > \quad 1,15}$$

10.2.2 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)	52,00	52,00	52,00
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	11,80	11,80	11,80
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	76,88	76,88	76,88
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)	47,25	47,25	47,25
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	10,73	10,73	10,73
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	69,87	69,87	69,87
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)	21,70	21,70	21,70
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	4,93	4,93	4,93
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	32,09	32,09	32,09
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 ₂ +H ₃ +H ₄ +hd)/3-hd)	(kNm/m)	75,61	75,61	75,61
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +hd)/3-Hd)	(kNm/m)	17,16	17,16	17,16
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	95,48	95,48	95,48
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	21,67	21,67	21,67
MSsq1 = Ssq1h * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	167,68	167,68	167,68
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	141,18	141,18	141,18
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 ₃ + H ₂)	(kNm/m)		0,00	
Mfext3 = (vp + vs) * (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}	769,06	(kN/m)
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P _s h + P _{tsh}	184,15	(kN/m)
-------------------------------------------------------------------	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = tg φ ₁ '	0,50	(-)
-------------------------	------	-----

Fs = (N * f + Sp) / T	2,09	>	1,1
------------------------------	-------------	-------------	------------

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	769,06	769,06	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	184,15		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	1487,19	1487,19	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	204,75	204,75	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	30,33		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	26,56		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	9,17		(kN/m³)
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	20,00		(kN/m²)
e = M / N	eccentricità	0,27	0,27	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3,87	3,87	(m)

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

$N_q = tg^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot tg(\phi))}$	(1 in cond. nd)	12,59		(-)
$N_c = (N_q - 1) / tg(\phi)$	(2+π in cond. nd)	23,18		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\phi)$	(0 in cond. nd)	13,58		(-)

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

$iq = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0,67	0,67	(-)
$ic = iq - (1 - iq) / (N_q - 1)$		0,64	0,64	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot(\phi)))^{m+1}$		0,54	0,54	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	747,50	747,50	(kN/m²)
------------------	--------------------------	--------	--------	---------

FS carico limite **F = q_{lim} · B* / N**

Nmin	3,76	>	1,4
Nmax	3,76	>	

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	1704,04		(kNm/m)

Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$MS_{st} + MS_{sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + MS_p + MP_s + M_{pts}$	64,72		(kNm/m)

Fr = Ms / Mr **26,33** > **1,15**

10.2.3 CONDIZIONE SISMICA –

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica -					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	52,00	52,00	52,00
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}$	(kN/m)	7,98	7,98	7,98
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	77,89	77,89	77,89
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 =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	47,25	47,25	47,25
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	7,26	7,26	7,26
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	70,78	70,78	70,78
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
- Componente verticale condizione sismica -					
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	21,70	21,70	21,70
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	3,33	3,33	3,33
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	32,50	32,50	32,50
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
- Spinta passiva sul dente					
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_d^2) \cdot H_d$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica -					
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	75,61	75,61	75,61
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	11,61	11,61	11,61
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	95,48	95,48	95,48
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	14,66	14,66	14,66
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	169,87	169,87	169,87
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	143,02	143,02	143,02
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_{ps} / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_{ps} \cdot H_d^2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$		711,59	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$		181,59	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$tg \phi_1'$		0,50	(-)
Fs =	$(N \cdot f + Sp) / T$		1,96	>
				1,1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	711,59	711,59	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp$	181,59		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	1414,06	1414,06	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$Xc * N - MM$	151,44	151,44	(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.	30,33		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	26,56		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	9,17		(kN/m³)
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	20,00		(kN/m²)
e = M / N	eccentricità	0,21	0,21	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3,97	3,97	(m)

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

$Nq = tg^2(45 + \phi/2) * e^{(\pi * tg(\phi))}$	(1 in cond. nd)	12,59		(-)
$Nc = (Nq - 1) / tg(\phi)$	(2+π in cond. nd)	23,18		(-)
$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * tg(\phi)$	(0 in cond. nd)	13,58		(-)

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

$iq = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0,66	0,66	(-)
$ic = iq - (1 - iq) / (Nq - 1)$		0,63	0,63	(-)
$i\gamma = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\phi)))^{m+1}$		0,53	0,53	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	735,83	735,83	(kN/m²)
------------------	--------------------------	--------	--------	---------

FS carico limite	F = q_{lim}*B* / N	Nmin	4,11	>	1,4
		Nmax	4,11	>	1,4

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	1704,04		(kNm/m)

Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSp + MPp + Mpts$	174,70		(kNm/m)

Fr = Ms / Mr		9,75	>	1,15
---------------------	--	-------------	---	-------------

10.3 VERIFICHE STRUTTURALI

10.3.1 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

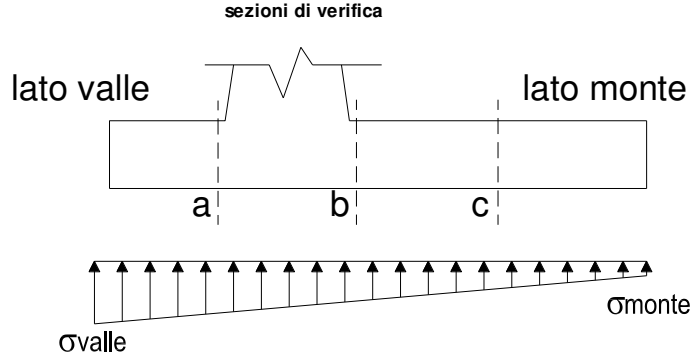
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 4,40 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 3,23 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	821,07	108,39	220,20	153,01
	851,07	102,39	225,16	161,69
sisma+	769,06	204,75	238,24	111,33
	769,06	204,75	238,24	111,33
sisma-	711,59	151,44	208,66	114,79
	711,59	151,44	208,66	114,79



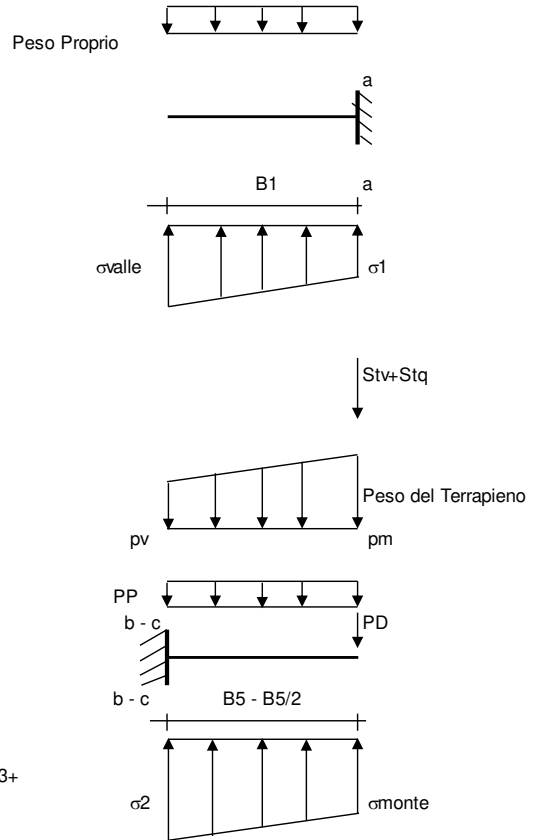
Mensola Lato Valle

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	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	220,20	220,20	0,00	0,00
	225,16	225,16	0,00	0,00
sisma+	238,24	238,24	0,00	0,00
	238,24	238,24	0,00	0,00
sisma-	208,66	208,66	0,00	0,00
	208,66	208,66	0,00	0,00



Mensola Lato Monte

PP = 12,50 (kN/m²)

PD = 0,00 (kN/m)

peso proprio soletta fondazione
peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	= 164,00	171,50	164,00	(kN/m ²)
pvb	= 164,00	171,50	164,00	(kN/m ²)
pvc	= 164,00	171,50	164,00	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B5 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B5 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	153,01	214,09	-292,48	-38,66	183,55	-160,35	-83,30
	161,69	219,39	-292,08	-40,71	190,54	-159,12	-82,64
sisma+	111,33	226,71	-501,25	-115,00	169,02	-222,48	-144,54
	111,33	226,71	-501,25	-115,00	169,02	-222,48	-144,54
sisma-	114,79	200,12	-443,55	-107,35	157,46	-196,87	-125,11
	114,79	200,12	-443,55	-107,35	157,46	-196,87	-125,11

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

$$M_{inerzia} = \Sigma P_m \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

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

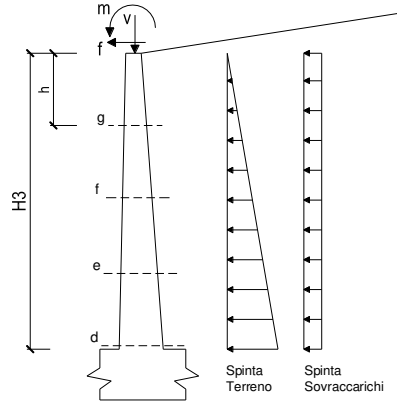
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4,30	70,66	162,12	0,00	232,78	0,20	43,00	43,20
e-e	3,23	29,81	91,19	0,00	121,00	0,20	32,25	32,45
f-f	2,15	8,83	40,53	0,00	49,36	0,20	21,50	21,70
g-g	1,08	1,10	10,13	0,00	11,24	0,20	10,75	10,95

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4,30	49,30	75,40	0,00	124,70
e-e	3,23	27,73	56,55	0,00	84,28
f-f	2,15	12,32	37,70	0,00	50,03
g-g	1,08	3,08	18,85	0,00	21,93

condizione sismica +

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4,30	54,35	13,58	134,56	0,00	6,90	209,40	0,20	44,61	44,81
e-e	3,23	22,93	5,73	75,69	0,00	3,88	108,23	0,20	33,45	33,65
f-f	2,15	6,79	1,70	33,64	0,00	1,73	43,86	0,20	22,30	22,50
g-g	1,08	0,85	0,21	8,41	0,00	0,43	9,90	0,20	11,15	11,35

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4,30	37,92	9,47	62,59	0,00	3,21	113,19
e-e	3,23	21,33	5,33	46,94	0,00	2,41	76,01
f-f	2,15	9,48	2,37	31,29	0,00	1,61	44,75
g-g	1,08	2,37	0,59	15,65	0,00	0,80	19,41

condizione sismica -

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4,30	54,35	9,18	136,32	0,00	6,90	206,77	0,20	41,39	41,59
e-e	3,23	22,93	3,87	76,68	0,00	3,88	107,37	0,20	31,05	31,25
f-f	2,15	6,79	1,15	34,08	0,00	1,73	43,75	0,20	20,70	20,90
g-g	1,08	0,85	0,14	8,52	0,00	0,43	9,94	0,20	10,35	10,55

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4,30	37,92	6,41	63,41	0,00	3,21	110,95
e-e	3,23	21,33	3,60	47,55	0,00	2,41	74,90
f-f	2,15	9,48	1,60	31,70	0,00	1,61	44,39
g-g	1,08	2,37	0,40	15,85	0,00	0,80	19,42

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

- armatura verticale (armatura di forza):
Ø20/10 esterni
Ø26/10 interni (lato terreno)
- armatura longitudinale di ripartizione:
Ø20/20 esterni
Ø20/20 interni

Non è prevista alcuna specifica armatura a taglio. Verranno tuttavia disposte spille di legatura Ø10/40x20.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 50 mm.

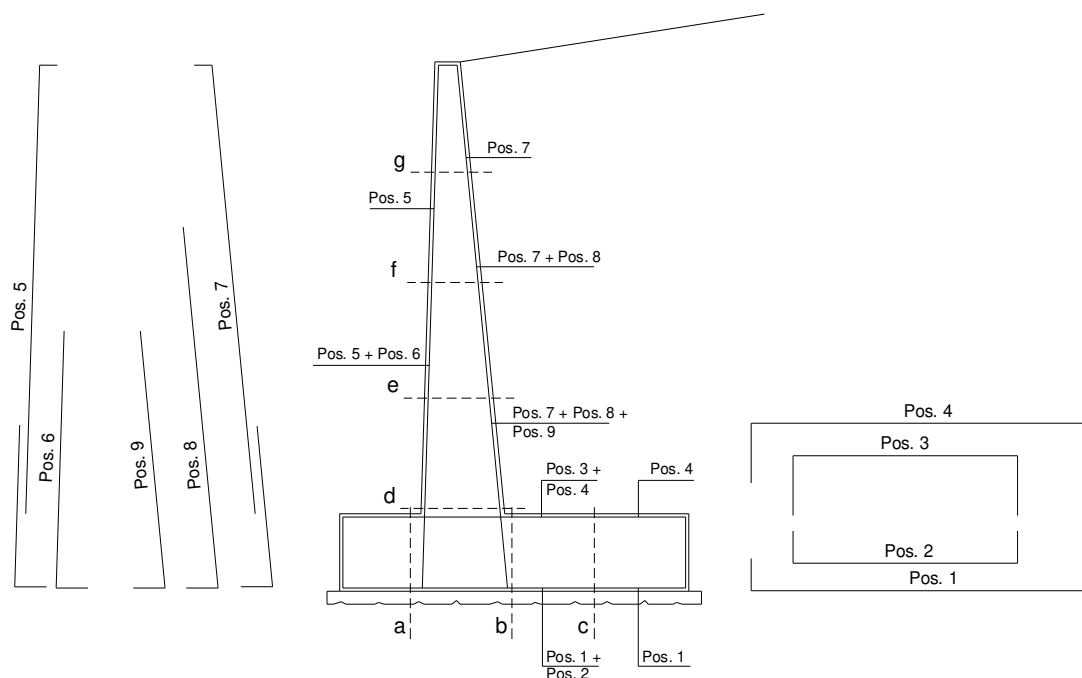
L'armatura della zattera di fondazione del muro è prevista come segue:

- armatura in direzione trasversale:
Ø26/10 superiori
Ø26/10 inferiori
- armatura in direzione longitudinale:
- Ø20/20 superiori
- Ø20/20 inferiori

Non è prevista alcuna specifica armatura a taglio. Verranno tuttavia disposti dei cavallotti Ø20/80x40.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 50 mm.

SCHEMA DELLE ARMATURE



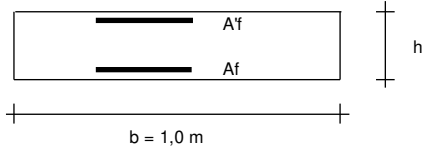
ARMATURE

pos	n°/ml	φ	Il strato	pos	n°/ml	φ	Il strato
1	10,0	26		5	10,0	20	
2	0,0	0	<input type="checkbox"/>	6	0,0	0	<input type="checkbox"/>
3	0,0	0	<input type="checkbox"/>	7	10,0	26	
4	10,0	26		8	0,0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0,0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

RELAZIONE DI CALCOLO – MURO DI TESTATA

VERIFICHE



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

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	0,00	0,00	0,50	53,09	53,09	775,16
b - b	-501,25	0,00	0,50	53,09	53,09	775,16
c - c	-222,48	0,00	0,50	53,09	53,09	775,16
d - d	232,78	43,20	0,40	53,09	31,42	570,82
e - e	121,00	32,45	0,40	53,09	31,42	569,54
f - f	49,36	21,70	0,40	53,09	31,42	568,26
g - g	11,24	10,95	0,40	53,09	31,42	566,98

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	0,00	0,50	294,65	20	80	40	21,8	369,08	Armatura a taglio non necessaria
b - b	115,00	0,50	294,65	20	80	40	21,8	369,08	Armatura a taglio non necessaria
c - c	144,54	0,50	294,65	20	80	40	21,8	369,08	Armatura a taglio non necessaria
d - d	124,70	0,40	266,23	10	40	20	21,8	282,65	Armatura a taglio non necessaria
e - e	84,28	0,40	264,91	10	40	20	21,8	282,65	Armatura a taglio non necessaria
f - f	50,03	0,40	263,60	10	40	20	21,8	282,65	Armatura a taglio non necessaria
g - g	21,93	0,40	262,28	10	40	20	21,8	282,65	Armatura a taglio non necessaria

10.3.2 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

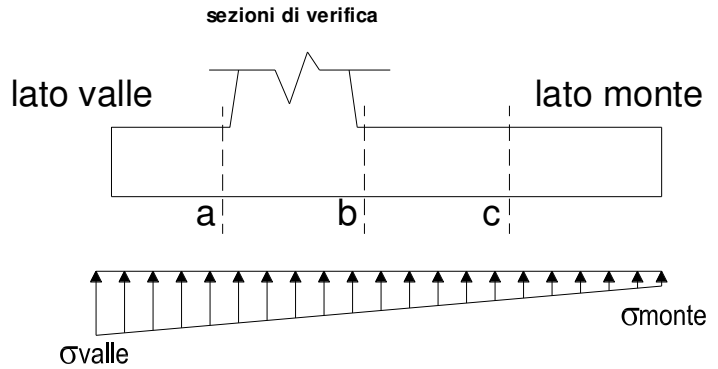
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 4,40 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 3,23 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	732,72	84,68	192,77	140,28
	747,72	81,68	195,25	144,62
Q.P.	731,03	79,55	190,80	141,49
	731,03	79,55	190,80	141,49

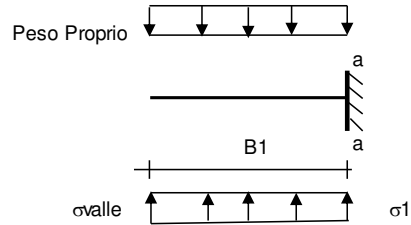


Mensola Lato Valle

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	192,77	192,77	0,00
	195,25	195,25	0,00
Q.P.	190,80	190,80	0,00
	190,80	190,80	0,00



Mensola Lato Monte

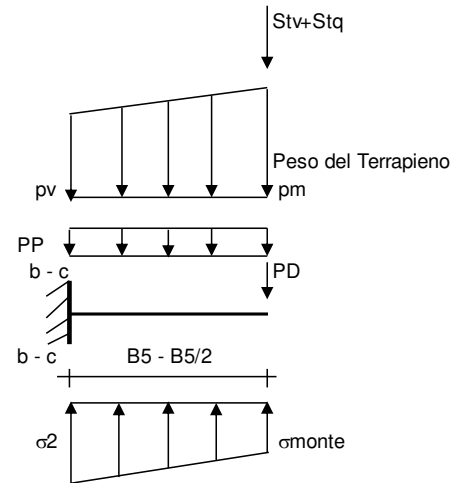
PP = 12,50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0,00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	146,00	149,75	146,00	(kN/m ²)
pvb	146,00	149,75	146,00	(kN/m ²)
pvc	146,00	149,75	146,00	(kN/m ²)

$$Mb = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B_5^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B_5^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B_5^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B_5 - PD \cdot (B_5 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) - PD \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	140,28	188,00	-220,57	164,14	-121,57
	144,62	190,65	-220,37	167,64	-120,96
Q.P.	141,49	186,31	-211,86	163,90	-116,73
	141,49	186,31	-211,86	163,90	-116,73



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

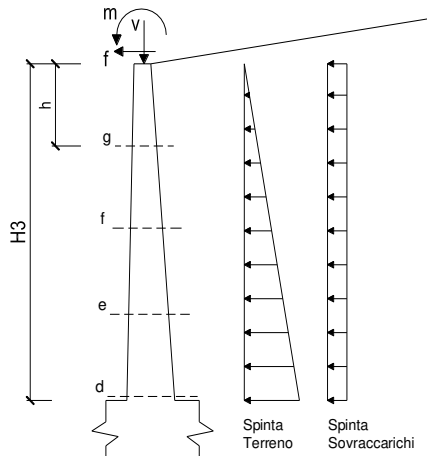
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



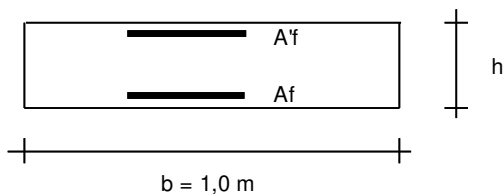
condizione Frequente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4,30	54,35	120,88	0,00	175,23	0,20	43,00	43,20
e-e	3,23	22,93	67,99	0,00	90,92	0,20	32,25	32,45
f-f	2,15	6,79	30,22	0,00	37,01	0,20	21,50	21,70
g-g	1,08	0,85	7,55	0,00	8,40	0,20	10,75	10,95

condizione Quasi Permanente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4,30	54,35	113,77	0,00	168,12	0,20	43,00	43,20
e-e	3,23	22,93	63,99	0,00	86,92	0,20	32,25	32,45
f-f	2,15	6,79	28,44	0,00	35,24	0,20	21,50	21,70
g-g	1,08	0,85	7,11	0,00	7,96	0,20	10,75	10,95

VERIFICHE



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

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	0,00	0,00	0,50	53,09	53,09	0,00	0,00	0,000	0,200
b - b	-220,57	0,00	0,50	53,09	53,09	4,76	113,59	0,114	0,200
c - c	-121,57	0,00	0,50	53,09	53,09	2,62	62,60	0,053	0,200
d - d	175,23	43,20	0,40	53,09	31,42	6,69	117,37	0,118	0,200
e - e	90,92	32,45	0,40	53,09	31,42	3,49	59,99	0,047	0,200
f - f	37,01	21,70	0,40	53,09	31,42	1,43	23,66	0,018	0,200
g - g	8,40	10,95	0,40	53,09	31,42	0,33	4,84	0,004	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	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	0,00	0,00	0,50	53,09	53,09	0,00	0,00	0,000	0,200
b - b	-211,86	0,00	0,50	53,09	53,09	4,57	109,10	0,108	0,200
c - c	-116,73	0,00	0,50	53,09	53,09	2,52	60,11	0,051	0,200
d - d	168,12	43,20	0,40	53,09	31,42	6,42	112,45	0,112	0,200
e - e	86,92	32,45	0,40	53,09	31,42	3,34	57,23	0,045	0,200
f - f	35,24	21,70	0,40	53,09	31,42	1,37	22,43	0,017	0,200
g - g	7,96	10,95	0,40	53,09	31,42	0,32	4,53	0,003	0,200

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

10.3.3 VERIFICHE TENSIONI

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

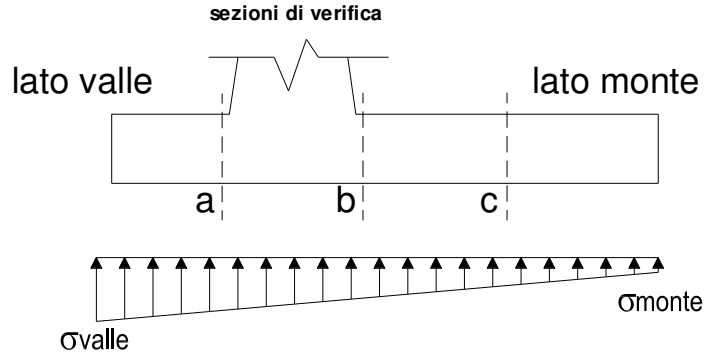
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 4,40 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 3,23 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	733,29	88,87	194,20	139,11
	753,29	84,87	197,51	144,90
sisma+	769,06	204,75	238,24	111,33
	769,06	204,75	238,24	111,33
sisma-	711,59	151,44	208,66	114,79
	711,59	151,44	208,66	114,79

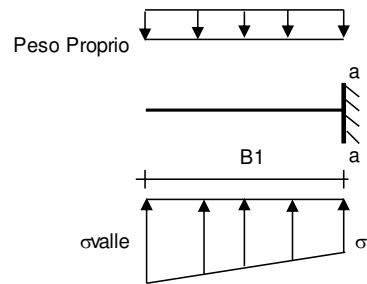


Mensola Lato Valle

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	194,20	194,20	0,00
	197,51	197,51	0,00
sisma+	238,24	238,24	0,00
	238,24	238,24	0,00
sisma-	208,66	208,66	0,00
	208,66	208,66	0,00



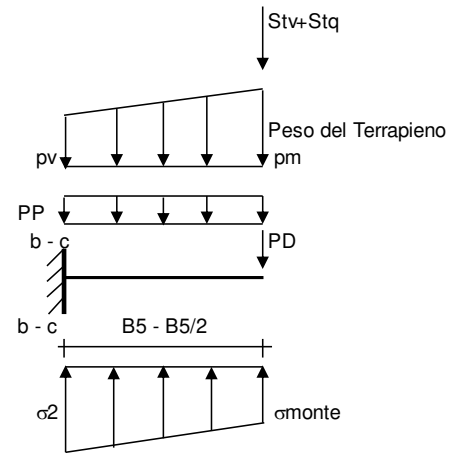
Mensola Lato Monte

PP = 12,50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0,00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	146,00	151,00	146,00	(kN/m ²)
pvb	146,00	151,00	146,00	(kN/m ²)
pvc	146,00	151,00	146,00	(kN/m ²)

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

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



caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	139,11	189,19	-225,90	164,15	-124,26
	144,90	192,72	-225,63	168,81	-123,44
sisma+	111,33	226,71	-351,88	169,02	-185,14
	111,33	226,71	-351,88	169,02	-185,14
sisma-	114,79	200,12	-304,93	157,46	-162,21
	114,79	200,12	-304,93	157,46	-162,21

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

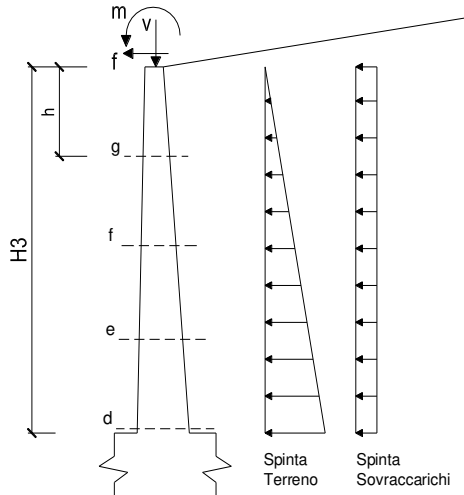
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

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

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4,30	54,35	123,25	0,00	177,60	0,20	43,00	43,20
e-e	3,23	22,93	69,33	0,00	92,26	0,20	32,25	32,45
f-f	2,15	6,79	30,81	0,00	37,61	0,20	21,50	21,70
g-g	1,08	0,85	7,70	0,00	8,55	0,20	10,75	10,95

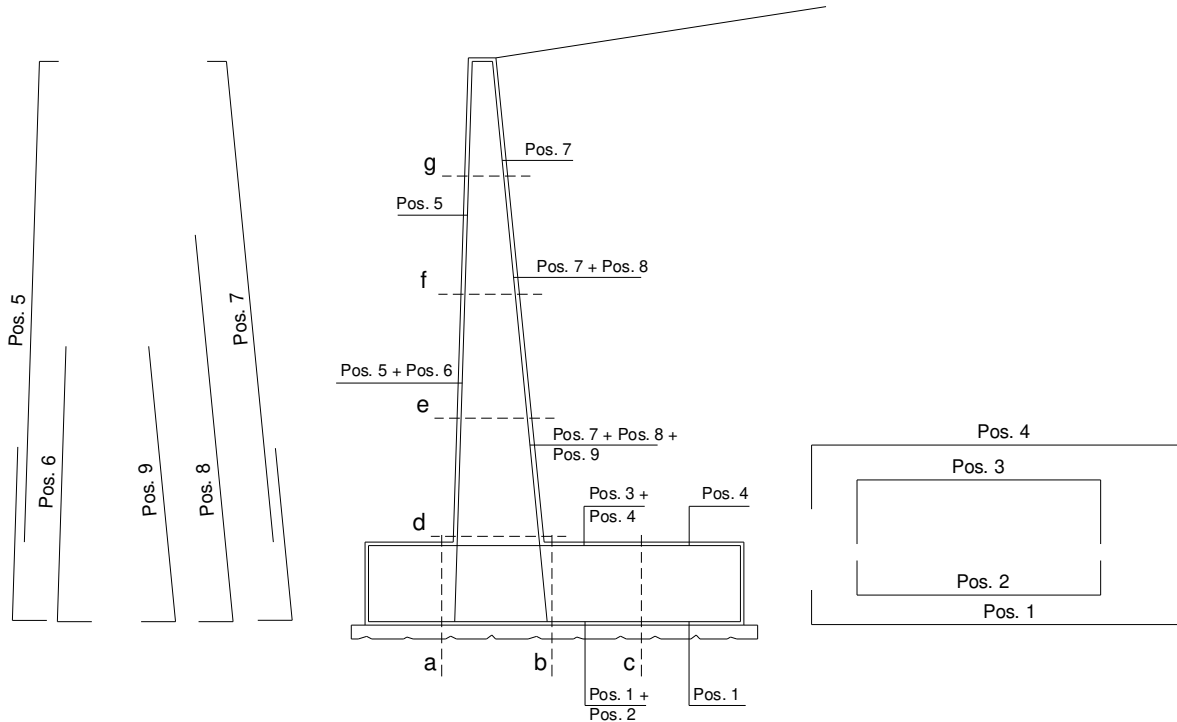
condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4,30	54,35	13,58	134,56	0,00	6,90	209,40	0,20	44,61	44,81
e-e	3,23	22,93	5,73	75,69	0,00	3,88	108,23	0,20	33,45	33,65
f-f	2,15	6,79	1,70	33,64	0,00	1,73	43,86	0,20	22,30	22,50
g-g	1,08	0,85	0,21	8,41	0,00	0,43	9,90	0,20	11,15	11,35

condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4,30	54,35	9,18	136,32	0,00	6,90	206,77	0,20	41,39	41,59
e-e	3,23	22,93	3,87	76,68	0,00	3,88	107,37	0,20	31,05	31,25
f-f	2,15	6,79	1,15	34,08	0,00	1,73	43,75	0,20	20,70	20,90
g-g	1,08	0,85	0,14	8,52	0,00	0,43	9,94	0,20	10,35	10,55

SCHEMA DELLE ARMATURE

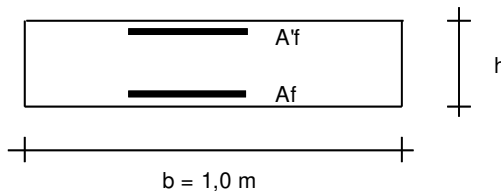


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	10,0	26	<input type="checkbox"/>	5	10,0	20	<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	26	<input type="checkbox"/>
4	10,0	26	<input type="checkbox"/>	8	0,0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0,0	0	<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

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	0,00	0,00	0,50	53,09	53,09	0,00	0,00
b - b	-225,90	0,00	0,50	53,09	53,09	4,87	116,33
c - c	-124,26	0,00	0,50	53,09	53,09	2,68	63,99
d - d	177,60	43,20	0,40	53,09	31,42	6,78	119,01
e - e	92,26	32,45	0,40	53,09	31,42	3,54	60,92
f - f	37,61	21,70	0,40	53,09	31,42	1,45	24,07
g - g	8,55	10,95	0,40	53,09	31,42	0,34	4,94

10.4 VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	20	37	0	RILEVATO
materiale 2	19,17	26,56	30,33	VLU2
materiale 3	0	0	0	
materiale 4	0	0	0	

peso specifico acqua 9,81 [kN/m³]

azioni sismiche a_v/g 0,131 (-) S_s 1,5 k_b 0,0747 (-)
 β_s 0,38 S_T 1 k_v 0,0373 (-)

x muro 50 (m) y muro 50 (m)

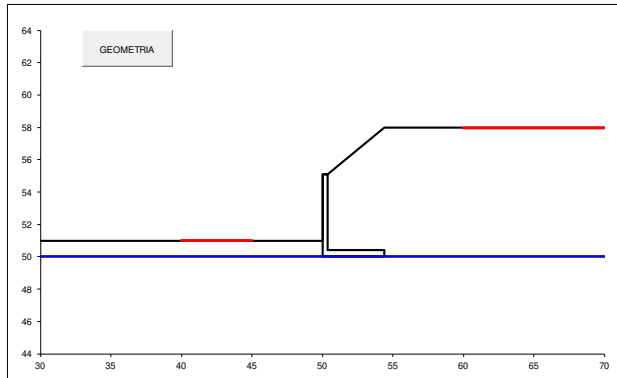
p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda	
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	50,000	51,000	0	50,400	54,800	0	0,000	50,000	0	30,000	50,000
1	30,000	51,000	1	54,400	57,970	1	70,000	50,000	1	70,000	50,000
2			2	70,000	57,970	2			2		
3			3			3			3		
4			4			4			4		
5			5			5			5		
6			6			6			6		
7			7			7			7		
8			8			8			8		
9			9			9			9		
10			10			10			10		

Sovraccarichi

sovraccarico 1	<input checked="" type="checkbox"/>	q_{in}	q_{in}	q_{in}	q_{in}	% sisma
sovraccarico 2	<input type="checkbox"/>	50,4	5	55,4	5	0%

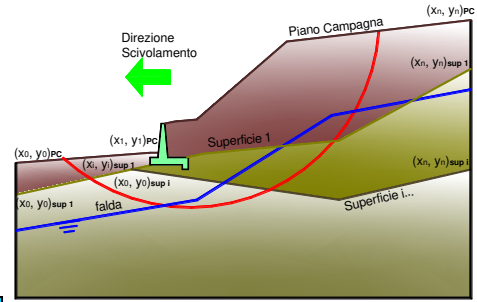
Limiti ricerca superfici

Xa	40	Xc	60	alfa min	40	# superfici massimo	2816
Xb	45	Xd	70	alfa max	70		
n1	15	n2	15	n alfa	10		

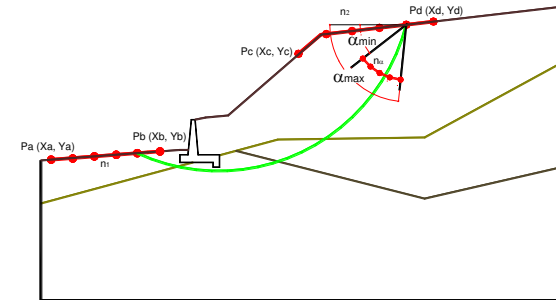
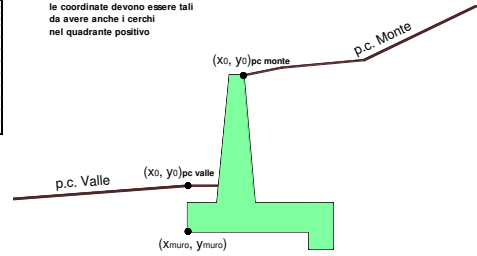


#strisce	30
# Superfici Calcolate	938
FS Bishop	STATICO 2,330
	SISMICO 1,670

CALCOLO



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



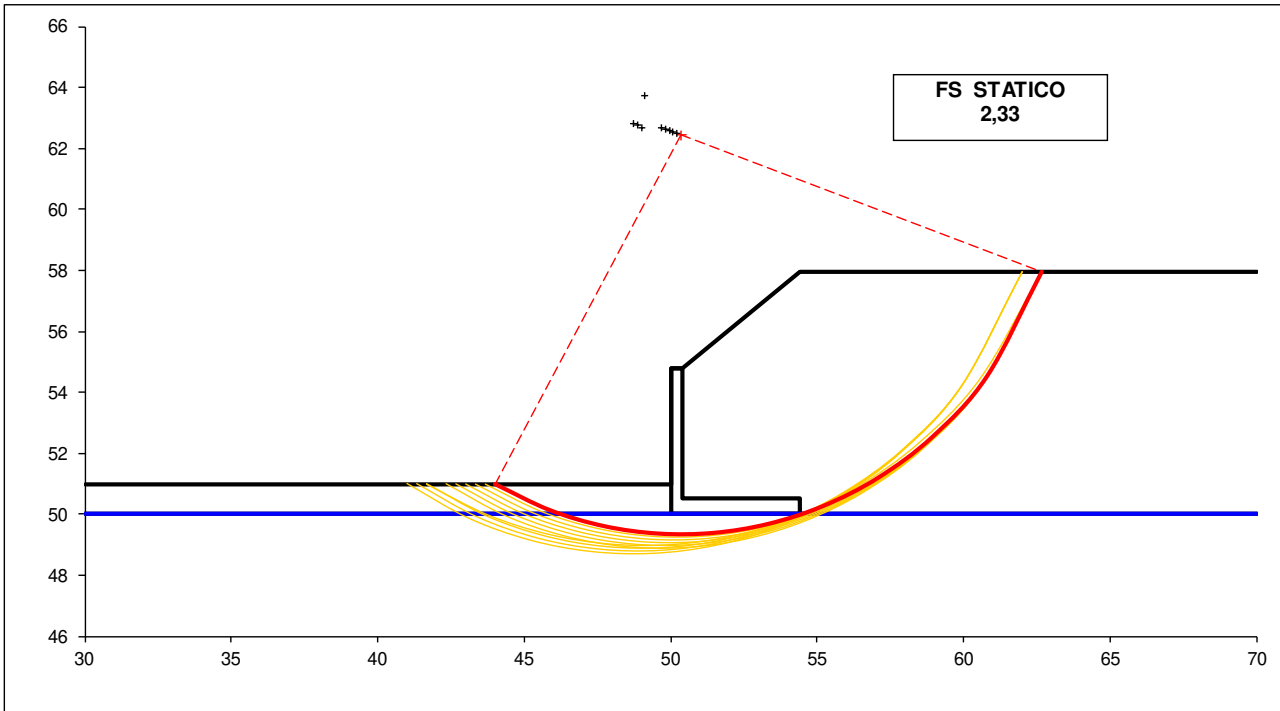
Condizione di Carico

STATICA

superfici da disegnare

10

DISEGNO



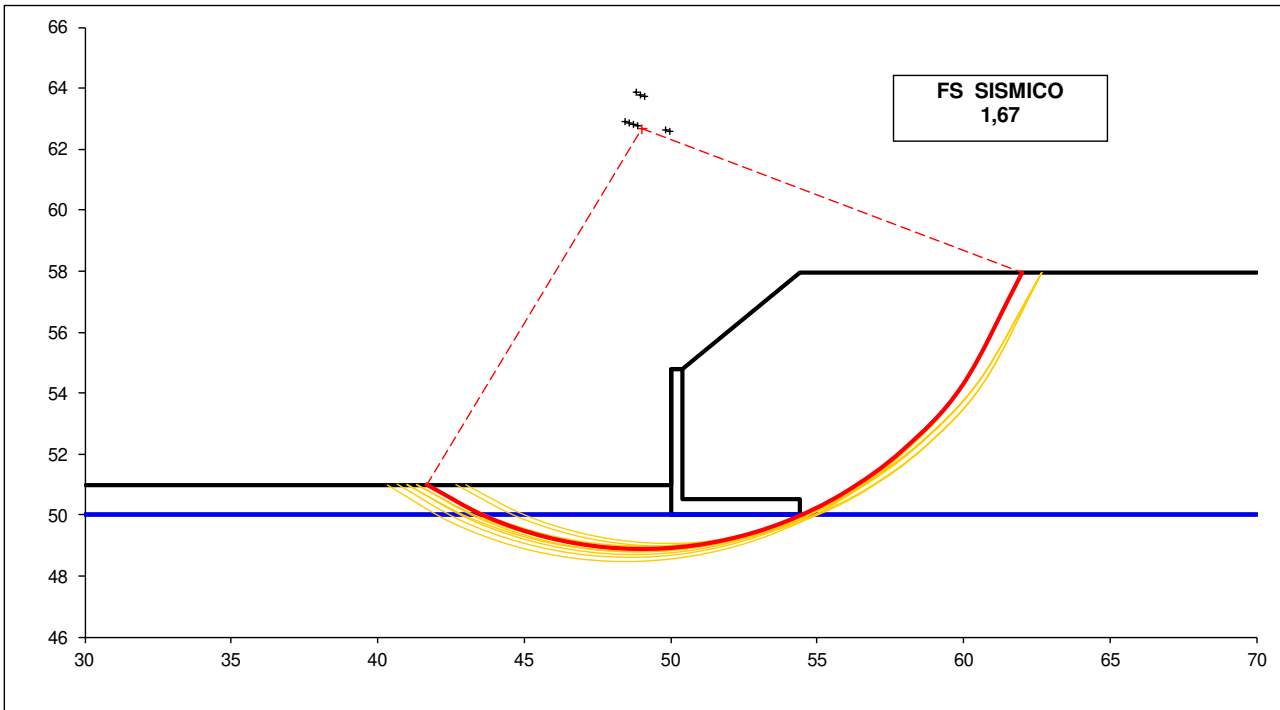
Condizione di Carico

SISMICA

superfici da disegnare

10

DISEGNO



11 SEZIONE TIPO 2

11.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

11.1.1 APPROCCI NORMATIVI

Nelle verifiche di sicurezza allo Stato Limite Ultimo, in accordo con quanto riportato nel D.M. 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", par. 6.5.3.1.1., le verifiche geotecniche e strutturali devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, combinazione dei coefficienti parziali A1+M1+R3, tenendo conto dei seguenti valori dei coefficienti parziali:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_G

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

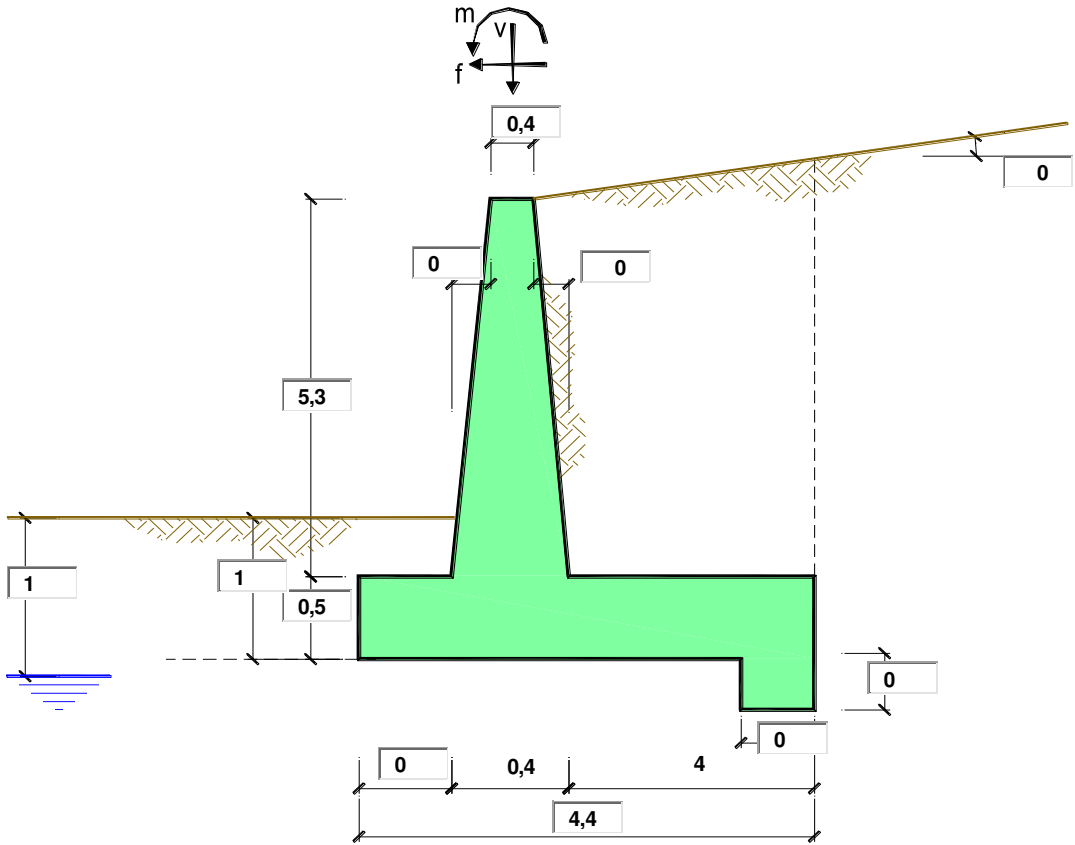
Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Nelle verifiche di sicurezza allo Stato Limite di salvaguardia della Vita, in accordo con quanto riportato nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 7.11.6.2.2., si pongono pari all’unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e si impiegano le resistenze di progetto con i coefficienti parziali indicati in tabella 7.11.III:

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

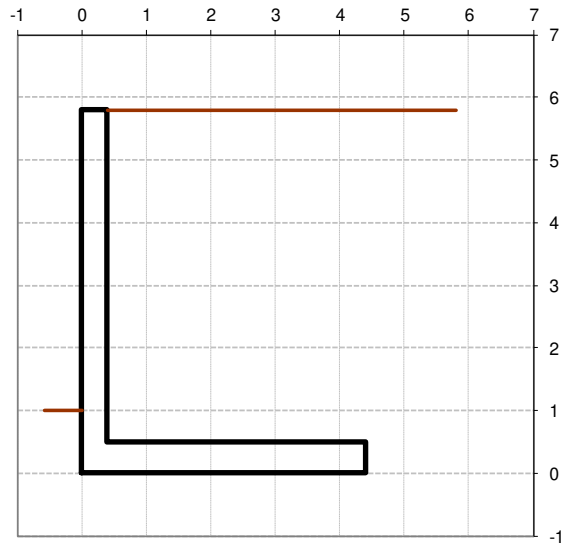
11.1.2 DATI DI INPUT



OPERA Muro ad "L"

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 type="radio"/>
	SLE (DM88)			<input type="radio"/>
altro			<input checked="" type="radio"/>	



Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25,00$ (kN/m³)

Coefficienti Statici:

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

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

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1,00	1,00	1,40	2,00	1,40
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,10
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,15

Coefficienti Sismici:

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1,00	1,00	1,40	2,00	1,20
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,00
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,00

Dati geotecnici e sismici per le verifiche strutturali e geotecniche a carico limite e scorrimento:

				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE	STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici						
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	37,00	37,00	37,00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20,00	20,00	20,00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	24,67	24,67	24,67
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c_1'	30,33	30,33	30,33
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	φ_1'	26,56	26,56	26,56
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	γ_1	19,17	19,17	19,17
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γ_d	20,00	20,00	20,00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	8,80		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	17500		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0,131	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_S	1,5	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0,38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0,07467	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0,0373	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	

		SLE	STR/GEO	EQU	
Coefficienti di Spinta	Coef. di Spinta Attiva Statico	ka	0,226	0,226	0,226
	Coef. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,267	0,267	0,267
	Coef. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,270	0,270	0,270
	Coef. Di Spinta Passiva	kp	2,618	2,618	2,618
	Coef. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2,498	2,498	2,498
	Coef. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2,488	2,488	2,488

Dati geotecnici e sismici per le verifiche geotecniche a ribaltamento:

			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici						
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	37,00	37,00	37,00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20,00	20,00	20,00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	24,67	24,67	24,67
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c_1'	30,33	30,33	30,33
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	φ_1'	26,56	26,56	26,56
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	γ_1	19,17	19,17	19,17
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γ_d	20,00	20,00	20,00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	8,80		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	17500		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0,131	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_S	1,5	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0,57	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0,112005	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0,0560	(-)
	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	k_a	0,226	0,226	0,226
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	k_{as+}	0,289	0,289	0,289
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	k_{as-}	0,298	0,298	0,298
	Coeff. Di Spinta Passiva	k_p	2,618	2,618	2,618
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	k_{ps+}	2,439	2,439	2,439
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	k_{ps-}	2,417	2,417	2,417

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C32/40"/>	
Rck	40	(MPa)
fck	32	(MPa)
fc _m	40	(MPa)
Ec	33346	(MPa)
α_{cc}	0,85	
γ_c	1,50	

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	18,13	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3,02	(MPa)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche		
σ_c	12,25	Mpa
σ_t	260	Mpa

condizioni sismiche		
σ_c	12,25	Mpa
σ_t	260	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

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

Acciaio

tipo di acciaio	<input type="text" value="B450C"/>	
f_{yk}	=	450 (MPa)
γ_s	=	1,15
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	=	391,30 (MPa)
E_s	=	210000 (MPa)
ϵ_{ys}	=	0,19%

coefficiente omogeneizzazione acciaio $n = 15$

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

$c = 7,30$ (cm)

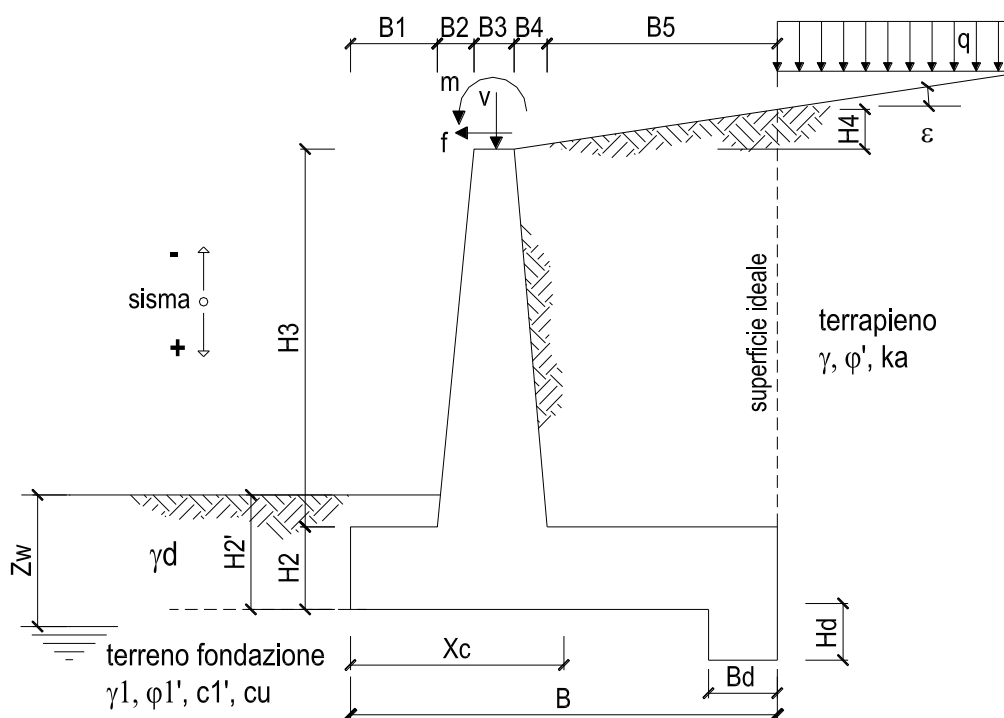
Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 5,00$ (cm)

Interferro tra I e II strato

$i_{I-II} = 4,00$ (cm)

11.1.3 AZIONI SOLLECITANTI



OPERA Esemplio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	5,30	(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 =	4,40	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0,50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	4,00	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2,20	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25,00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	53,00	53,00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	55,00	55,00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	108,00	108,00
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	424,00	424,00
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)	240,00	312,00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	664,00	736,00
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	20	30
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
- Muro (Mm)				
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)	10,60	10,60
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	121,00	121,00
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	131,60	131,60
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	1017,60	1017,60
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)	576,00	748,80
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	1593,60	1766,40
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	48	72
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		8,06
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		4,03
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		54,96
Ptsh =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		27,48
- 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)		12,47
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		1,03
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)		13,49
- 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)		0,40
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)		4,52
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)		4,91
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		99,73
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)		99,73
- 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)		37,99
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)		37,99

11.2 VERIFICHE GEOTECNICHE

11.2.1 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)	75,92	98,70	98,70
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	78,54	102,10	102,10
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	6,54	9,82	9,82

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	68,99	89,69	89,69
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	71,37	92,78	92,78
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	5,95	8,92	8,92

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	31,68	41,19	41,19
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	32,78	42,61	42,61
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2,73	4,10	4,10

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSt1 =	$St \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	133,39	173,40	173,40
MSt2 =	$St \cdot v \cdot B$	(kNm/m)	139,41	181,24	181,24
MSq1 perm =	$Sq \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	206,98	269,08	269,08
MSq1 acc =	$Sq \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	17,25	25,87	25,87
MSq2 perm =	$Sq \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	144,22	187,49	187,49
MSq2 acc =	$Sq \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	12,02	18,03	18,03
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 =	$(v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	0,04	0,04	0,04

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	932,10	(kN/m)
-----	------------------------------------------------------------	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$St + Sqh + f$	191,40	(kN/m)
-----	----------------	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0,50	(-)
-----	----------------	------	-----

Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	2,43	>	1,1
------------------	-----------------------	-------------	-------------	------------

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr acc)$	932,10	962,10	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	191,40	191,40	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	1816,44	1888,44	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	234,18	228,18	(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.	30,33		(kPa)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	26,56		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9,17		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	20,00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,25	0,24	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3,90	3,93	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi))}$	(1 in cond. nd)	12,59		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	($2 + \pi$ in cond. nd)	23,18		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	13,58		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0,70	0,71	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,67	0,67	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\phi)))^{m+1}$		0,58	0,59	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	791,32	793,27	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	3,31	>	1,4
		Nmax	3,24	>	

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	1898,04		(kNm/m)

Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	81,60		(kNm/m)

Fs ribaltamento	Ms / Mr	23,26	>	1,15
------------------------	----------------	--------------	---	-------------

11.2.2 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)	75,92	75,92	75,92
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	17,23	17,23	17,23
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	92,90	92,90	92,90
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)	68,99	68,99	68,99
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	15,66	15,66	15,66
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	84,42	84,42	84,42
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)	31,68	31,68	31,68
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	7,19	7,19	7,19
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	38,77	38,77	38,77
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 ₂ +H ₃ +H ₄ +hd)/3-hd)	(kNm/m)	133,39	133,39	133,39
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +hd)/3-hd)	(kNm/m)	30,28	30,28	30,28
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	139,41	139,41	139,41
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	31,64	31,64	31,64
MSsq1 = Ssq1h * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +hd)/2-hd)	(kNm/m)	244,82	244,82	244,82
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	170,59	170,59	170,59
MSp = $\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp+ms	(kNm/m)		0,00	
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)		0,00	
Mfext3 = (vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	(kNm/m)		0,04	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	881,36	(kN/m)
-----------------------------------------------------	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh	232,10	(kN/m)
-------------------------------------------	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = tg φ ₁ '	0,50	(-)
-------------------------	------	-----

Fs = (N*f + Sp) / T	1,90	>	1,1
----------------------------	-------------	-------------	------------

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	881,36	881,36	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	232,10		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	1588,08	1588,08	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	350,90	350,90	(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.	30,33		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	26,56		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	9,17		(kN/m³)
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	20,00		(kN/m²)
e = M / N	eccentricità	0,40	0,40	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3,60	3,60	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi))}$	(1 in cond. nd)	12,59		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi)$	(2+π in cond. nd)	23,18		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$	(0 in cond. nd)	13,58		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0,62	0,62	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,59	0,59	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot(\phi)))^{m+1}$		0,49	0,49	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	681,72	681,72	(kN/m²)
------------------	--------------------------	--------	--------	---------

FS carico limite	F = q_{lim} · B* / N	Nmin	2,79	>	1,4
		Nmax	2,79	>	

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	1898,04		(kNm/m)

Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$	177,68		(kNm/m)

Fr = Ms / Mr		10,68	>	1,15
---------------------	--	--------------	---	-------------

11.2.3 CONDIZIONE SISMICA –

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica -					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	75,92	75,92	75,92
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}$	(kN/m)	11,66	11,66	11,66
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	94,11	94,11	94,11
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 =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	68,99	68,99	68,99
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	10,59	10,59	10,59
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	85,52	85,52	85,52
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
- Componente verticale condizione sismica -					
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	31,68	31,68	31,68
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	4,86	4,86	4,86
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	39,28	39,28	39,28
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
- Spinta passiva sul dente					
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_d^2) \cdot H_d$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica -					
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	133,39	133,39	133,39
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	20,48	20,48	20,48
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	139,41	139,41	139,41
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	21,41	21,41	21,41
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	248,02	248,02	248,02
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	172,82	172,82	172,82
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_{ps} / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_{ps} \cdot H_d^2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)					
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$		816,52	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)					
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$		228,13	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)					
f =	$tg \phi_1'$		0,50	(-)	
Fs =	$(N \cdot f + Sp) / T$		1,79	>	1,1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	816,52	816,52	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp$	228,13		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	1500,86	1500,86	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$Xc * N - MM$	295,48	295,48	(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.	30,33		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	26,56		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9,17		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H2'$	sovraccarico stabilizzante	20,00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,36	0,36	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3,68	3,68	(m)

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

$Nq = tg^2(45 + \phi/2) * e^{(\pi * tg(\phi))}$	(1 in cond. nd)	12,59		(-)
$Nc = (Nq - 1) / tg(\phi)$	(2 + π in cond. nd)	23,18		(-)
$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * tg(\phi)$	(0 in cond. nd)	13,58		(-)

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

$iq = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0,61	0,61	(-)
$ic = iq - (1 - iq) / (Nq - 1)$		0,58	0,58	(-)
$i\gamma = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\phi)))^{m+1}$		0,48	0,48	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q_{lim}	(carico limite unitario)	666,88	666,88	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	3,00	>	1,4
		Nmax	3,00	>	1,4

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
N =	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	807,58		(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	274,49		(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$tg\phi 1'$	0,50		(-)
Fs =	$(N * f + Sp) / T$	1,47	>	1,1

11.3 VERIFICHE STRUTTURALI

11.3.1 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

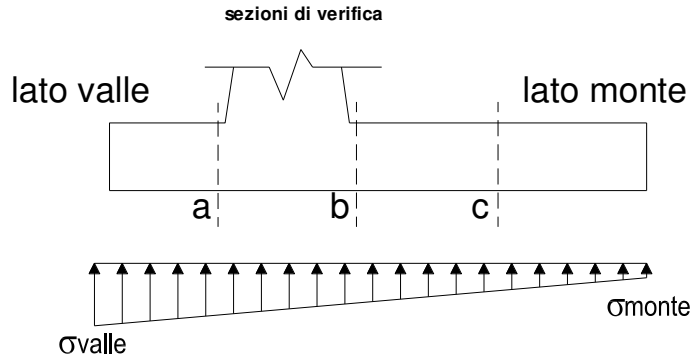
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 4,40 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 3,23 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	932,10	234,18	284,42	139,27
	962,10	228,18	289,37	147,94
sisma+	881,36	350,90	309,06	91,56
	881,36	350,90	309,06	91,56
sisma-	816,52	295,48	277,14	94,00
	816,52	295,48	277,14	94,00



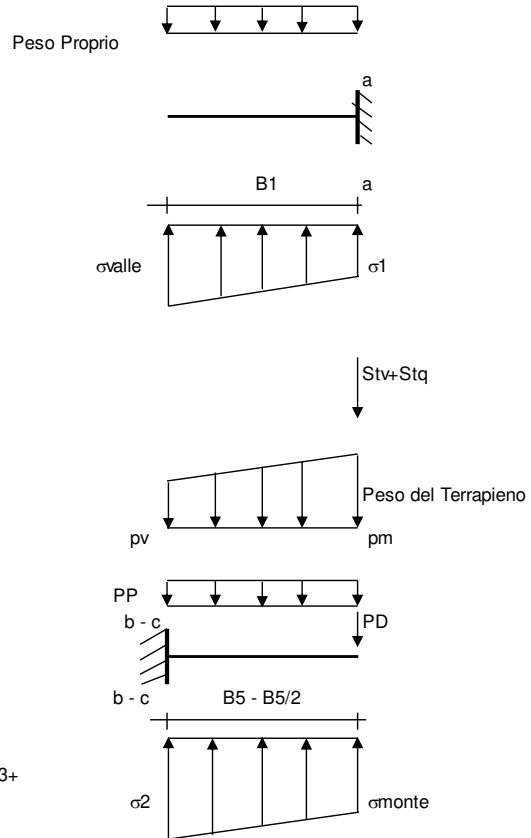
Mensola Lato Valle

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

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	284,42	284,42	0,00	0,00
	289,37	289,37	0,00	0,00
sisma+	309,06	309,06	0,00	0,00
	309,06	309,06	0,00	0,00
sisma-	277,14	277,14	0,00	0,00
	277,14	277,14	0,00	0,00



Mensola Lato Monte

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

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

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	184,00	191,50	184,00	(kN/m ²)
pvb	184,00	191,50	184,00	(kN/m ²)
pvc	184,00	191,50	184,00	(kN/m ²)

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

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

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

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

caso	σ_{monte}	σ_2	M_b	V_b	σ_2	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	139,27	271,22	-457,59	-52,93	205,24	-246,28	-136,39
	147,94	276,52	-457,19	-54,98	212,23	-245,05	-135,73
sisma+	91,56	289,29	-681,54	-131,30	190,42	-313,94	-203,34
	91,56	289,29	-681,54	-131,30	190,42	-313,94	-203,34
sisma-	94,00	260,50	-620,64	-123,49	177,25	-286,48	-182,91
	94,00	260,50	-620,64	-123,49	177,25	-286,48	-182,91

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

$$M_{inerzia} = \Sigma P_m \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

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

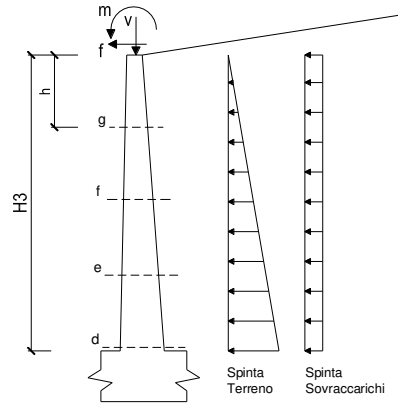
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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



condizione statica

sezione	h [m]	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
		[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,30	132,31	246,29	0,00	378,60	0,20	53,00	53,20
e-e	3,98	55,82	138,54	0,00	194,36	0,20	39,75	39,95
f-f	2,65	16,54	61,57	0,00	78,11	0,20	26,50	26,70
g-g	1,33	2,07	15,39	0,00	17,46	0,20	13,25	13,45

sezione	h [m]	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
		[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,30	74,89	92,94	0,00	167,83
e-e	3,98	42,13	69,70	0,00	111,83
f-f	2,65	18,72	46,47	0,00	65,19
g-g	1,33	4,68	23,23	0,00	27,92

condizione sismica +

sezione	h [m]	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
		[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,30	101,78	25,42	204,43	0,00	10,49	342,12	0,20	54,98	55,18
e-e	3,98	42,94	10,72	114,99	0,00	5,90	174,55	0,20	41,23	41,43
f-f	2,65	12,72	3,18	51,11	0,00	2,62	69,63	0,20	27,49	27,69
g-g	1,33	1,59	0,40	12,78	0,00	0,66	15,42	0,20	13,74	13,94

sezione	h [m]	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
		[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,30	57,61	14,39	77,14	0,00	3,96	153,10
e-e	3,98	32,41	8,09	57,86	0,00	2,97	101,33
f-f	2,65	14,40	3,60	38,57	0,00	1,98	58,55
g-g	1,33	3,60	0,90	19,29	0,00	0,99	24,78

condizione sismica -

sezione	h [m]	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
		[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,30	101,78	17,20	207,10	0,00	10,49	336,57	0,20	51,02	51,22
e-e	3,98	42,94	7,25	116,50	0,00	5,90	172,59	0,20	38,27	38,47
f-f	2,65	12,72	2,15	51,78	0,00	2,62	69,27	0,20	25,51	25,71
g-g	1,33	1,59	0,27	12,94	0,00	0,66	15,46	0,20	12,76	12,96

sezione	h [m]	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
		[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,30	57,61	9,73	78,15	0,00	3,96	149,45
e-e	3,98	32,41	5,48	58,61	0,00	2,97	99,46
f-f	2,65	14,40	2,43	39,08	0,00	1,98	57,89
g-g	1,33	3,60	0,61	19,54	0,00	0,99	24,74

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

- armatura verticale (armatura di forza):
Ø20/10 esterni
Ø26/10 interni + Ø26/10 interni (lato terreno)
- armatura longitudinale di ripartizione:
Ø20/20 esterni
Ø20/20 interni

Non è prevista alcuna specifica armatura a taglio. Verranno tuttavia disposte spille di legatura Ø10/40x20.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 50 mm.

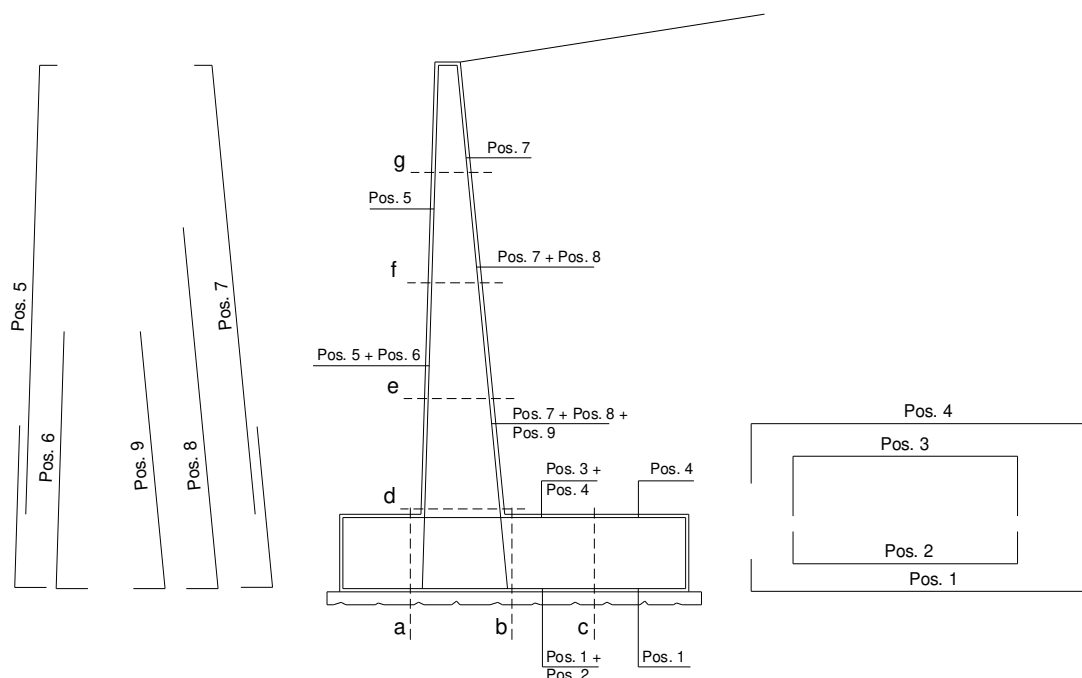
L'armatura della zattera di fondazione del muro è prevista come segue:

- armatura in direzione trasversale:
Ø26/10 + Ø26/10 interni superiori
Ø26/10 inferiori
- armatura in direzione longitudinale:
- Ø20/20 superiori
- Ø20/20 inferiori

Non è prevista alcuna specifica armatura a taglio. Verranno tuttavia disposti dei cavallotti Ø20/80x40.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 50 mm.

SCHEMA DELLE ARMATURE



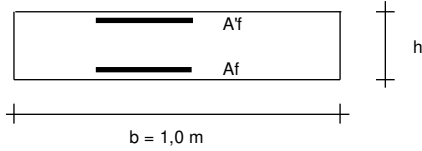
ARMATURE

pos	n°/ml	φ	Il strato	pos	n°/ml	φ	Il strato
1	10,0	26		5	10,0	20	
2	0,0	0	<input type="checkbox"/>	6	0,0	0	<input type="checkbox"/>
3	10,0	26	<input checked="" type="checkbox"/>	7	10,0	26	
4	10,0	26		8	10,0	26	<input checked="" type="checkbox"/>
				9	0,0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

RELAZIONE DI CALCOLO – MURO DI TESTATA

VERIFICHE



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

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	0,00	0,00	0,50	106,19	53,09	800,17
b - b	-681,54	0,00	0,50	106,19	53,09	1374,80
c - c	-313,94	0,00	0,50	53,09	53,09	775,16
d - d	378,60	53,20	0,40	106,19	31,42	831,00
e - e	194,36	39,95	0,40	106,19	31,42	831,56
f - f	78,11	26,70	0,40	106,19	31,42	832,11
g - g	17,46	13,45	0,40	53,09	31,42	567,28

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	0,00	0,50	345,23	20	80	40	21,8	369,08	Armatura a taglio non necessaria
b - b	131,30	0,50	345,23	20	80	40	21,8	369,08	Armatura a taglio non necessaria
c - c	203,34	0,50	294,65	20	80	40	21,8	369,08	Armatura a taglio non necessaria
d - d	167,83	0,40	286,24	10	40	20	21,8	282,65	Armatura a taglio non necessaria
e - e	111,83	0,40	284,61	10	40	20	21,8	282,65	Armatura a taglio non necessaria
f - f	65,19	0,40	282,99	10	40	20	21,8	282,65	Armatura a taglio non necessaria
g - g	27,92	0,40	262,58	10	40	20	21,8	282,65	Armatura a taglio non necessaria

11.3.2 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

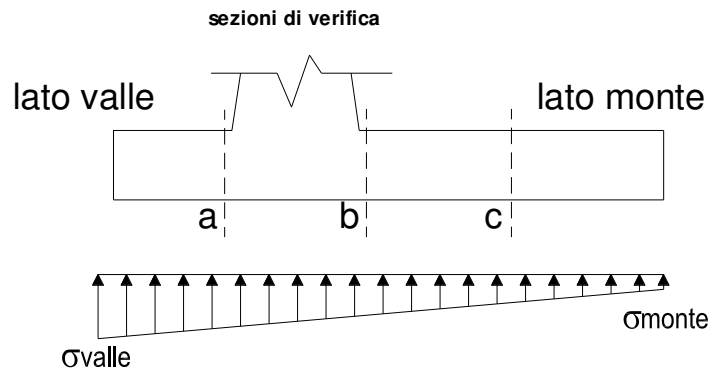
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 4,40 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 3,23 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	838,71	180,58	246,58	134,65
	853,71	177,58	249,06	138,99
Q.P.	836,66	172,15	243,50	136,80
	836,66	172,15	243,50	136,80

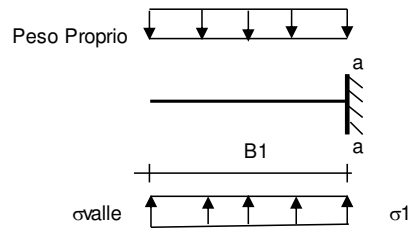


Mensola Lato Valle

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M _a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	246,58	246,58	0,00
	249,06	249,06	0,00
Q.P.	243,50	243,50	0,00
	243,50	243,50	0,00



Mensola Lato Monte

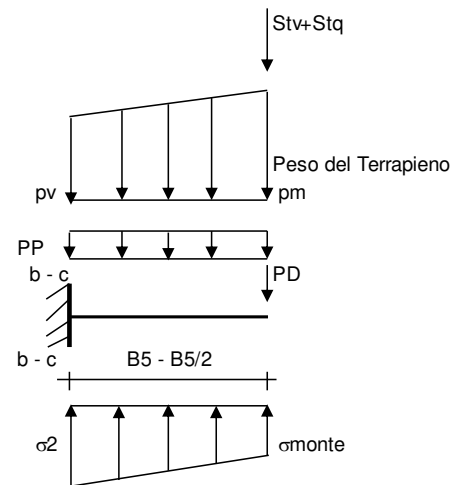
PP = 12,50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0,00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	166,00	169,75	166,00	(kN/m ²)
pvb	166,00	169,75	166,00	(kN/m ²)
pvc	166,00	169,75	166,00	(kN/m ²)

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M _b	σ_{2c}	M _c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	134,65	236,41	-345,49	185,53	-186,80
	138,99	239,05	-345,29	189,02	-186,19
Q.P.	136,80	233,80	-332,79	185,30	-179,99
	136,80	233,80	-332,79	185,30	-179,99



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

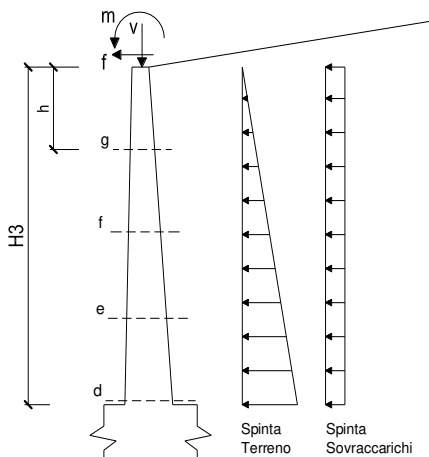
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



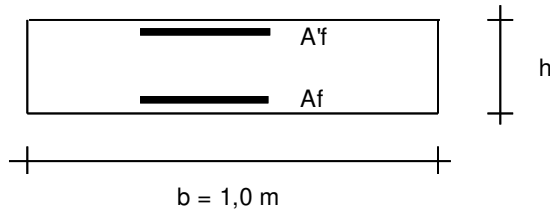
condizione Frequente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,30	101,78	183,64	0,00	285,41	0,20	53,00	53,20
e-e	3,98	42,94	103,29	0,00	146,23	0,20	39,75	39,95
f-f	2,65	12,72	45,91	0,00	58,63	0,20	26,50	26,70
g-g	1,33	1,59	11,48	0,00	13,07	0,20	13,25	13,45

condizione Quasi Permanente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,30	101,78	172,83	0,00	274,61	0,20	53,00	53,20
e-e	3,98	42,94	97,22	0,00	140,16	0,20	39,75	39,95
f-f	2,65	12,72	43,21	0,00	55,93	0,20	26,50	26,70
g-g	1,33	1,59	10,80	0,00	12,39	0,20	13,25	13,45

VERIFICHE



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

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	0,00	0,00	0,50	106,19	53,09	0,00	0,00	0,000	0,200
b - b	-345,49	0,00	0,50	106,19	53,09	6,59	105,62	0,101	0,200
c - c	-186,80	0,00	0,50	53,09	53,09	4,03	96,20	0,089	0,200
d - d	285,41	53,20	0,40	106,19	31,42	10,01	122,87	0,119	0,200
e - e	146,23	39,95	0,40	106,19	31,42	5,15	62,31	0,052	0,200
f - f	58,63	26,70	0,40	106,19	31,42	2,08	24,46	0,016	0,200
g - g	13,07	13,45	0,40	53,09	31,42	0,51	7,84	0,006	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	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	0,00	0,00	0,50	106,19	53,09	0,00	0,00	0,000	0,200
b - b	-332,79	0,00	0,50	106,19	53,09	6,35	101,73	0,097	0,200
c - c	-179,99	0,00	0,50	53,09	53,09	3,88	92,69	0,084	0,200
d - d	274,61	53,20	0,40	106,19	31,42	9,64	118,12	0,114	0,200
e - e	140,16	39,95	0,40	106,19	31,42	4,94	59,64	0,049	0,200
f - f	55,93	26,70	0,40	106,19	31,42	1,99	23,27	0,016	0,200
g - g	12,39	13,45	0,40	53,09	31,42	0,49	7,37	0,006	0,200

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

11.3.3 VERIFICHE TENSIONI

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

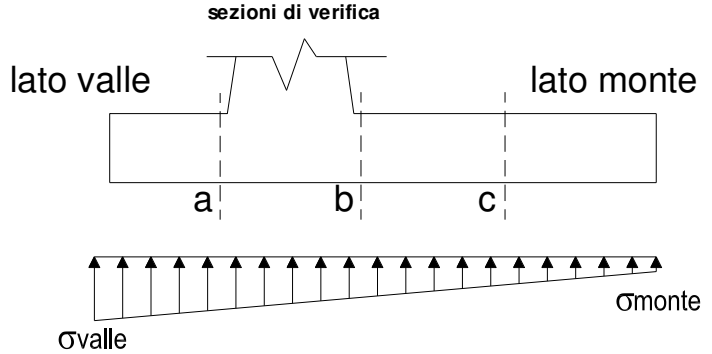
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 4,40 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 3,23 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	839,39	186,40	248,54	133,00
	859,39	182,40	251,84	138,79
sisma+	881,36	350,90	309,06	91,56
	881,36	350,90	309,06	91,56
sisma-	816,52	295,48	277,14	94,00
	816,52	295,48	277,14	94,00

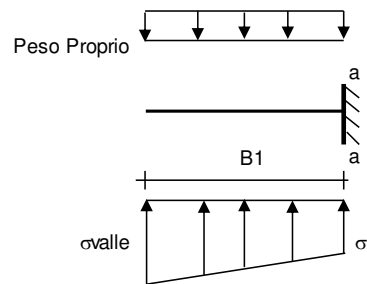


Mensola Lato Valle

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	248,54	248,54	0,00
	251,84	251,84	0,00
sisma+	309,06	309,06	0,00
	309,06	309,06	0,00
sisma-	277,14	277,14	0,00
	277,14	277,14	0,00



Mensola Lato Monte

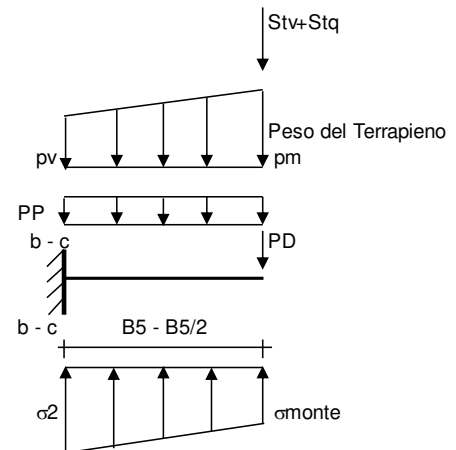
$$PP = 12,50 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

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

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	166,00	171,00	166,00	(kN/m ²)
pvb	166,00	171,00	166,00	(kN/m ²)
pvc	166,00	171,00	166,00	(kN/m ²)

$$Mb = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$



caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	133,00	238,04	-352,66	185,52	-190,37
	138,79	241,57	-352,39	190,18	-189,55
sisma+	91,56	289,29	-532,16	190,42	-276,60
	91,56	289,29	-532,16	190,42	-276,60
sisma-	94,00	260,50	-482,01	177,25	-251,83
	94,00	260,50	-482,01	177,25	-251,83

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

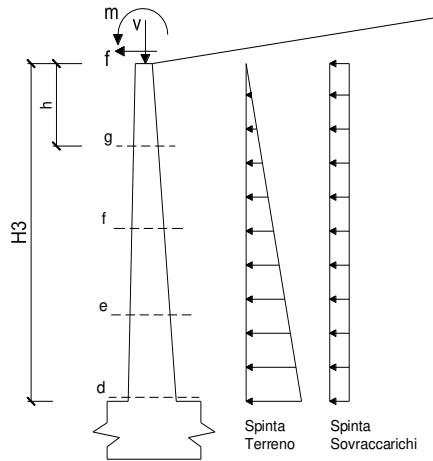
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

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

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,30	101,78	187,24	0,00	289,02	0,20	53,00	53,20
e-e	3,98	42,94	105,32	0,00	148,26	0,20	39,75	39,95
f-f	2,65	12,72	46,81	0,00	59,53	0,20	26,50	26,70
g-g	1,33	1,59	11,70	0,00	13,29	0,20	13,25	13,45

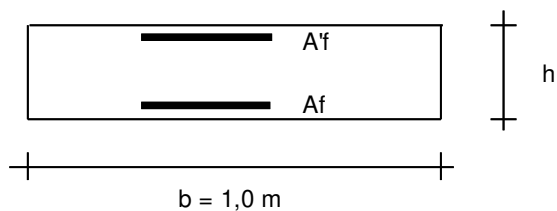
condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,30	101,78	25,42	204,43	0,00	10,49	342,12	0,20	54,98	55,18
e-e	3,98	42,94	10,72	114,99	0,00	5,90	174,55	0,20	41,23	41,43
f-f	2,65	12,72	3,18	51,11	0,00	2,62	69,63	0,20	27,49	27,69
g-g	1,33	1,59	0,40	12,78	0,00	0,66	15,42	0,20	13,74	13,94

condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,30	101,78	17,20	207,10	0,00	10,49	336,57	0,20	51,02	51,22
e-e	3,98	42,94	7,25	116,50	0,00	5,90	172,59	0,20	38,27	38,47
f-f	2,65	12,72	2,15	51,78	0,00	2,62	69,27	0,20	25,51	25,71
g-g	1,33	1,59	0,27	12,94	0,00	0,66	15,46	0,20	12,76	12,96

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	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	0,00	0,00	0,50	106,19	53,09	0,00	0,00
b - b	-352,66	0,00	0,50	106,19	53,09	6,73	107,81
c - c	-190,37	0,00	0,50	53,09	53,09	4,11	98,03
d - d	289,02	53,20	0,40	106,19	31,42	10,14	124,46
e - e	148,26	39,95	0,40	106,19	31,42	5,22	63,20
f - f	59,53	26,70	0,40	106,19	31,42	2,11	24,85
g - g	13,29	13,45	0,40	53,09	31,42	0,52	7,99

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	0,00	0,00	0,50	106,19	53,09	0,00	0,00
b - b	-532,16	0,00	0,50	106,19	53,09	10,15	162,68
c - c	-276,60	0,00	0,50	53,09	53,09	5,97	142,44
d - d	342,12	51,22	0,40	106,19	31,42	11,98	147,94
e - e	174,55	38,47	0,40	106,19	31,42	6,13	74,84
f - f	69,63	25,71	0,40	106,19	31,42	2,46	29,34
g - g	15,46	12,96	0,40	53,09	31,42	0,60	9,53

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

11.4 VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	20	37	0	RILEVATO
materiale 2	19,17	26,56	30,33	VLLU2
materiale 3	0	0	0	
materiale 4	0	0	0	

peso specifico acqua 9,81 [kN/m³]

azioni sismiche a_y/g 0,131 (-) S_u 1,5 k_b 0,0747 (-)
 β_s 0,38 S_T 1 k_c 0,0373 (-)

x muro 50 (m) y muro 50 (m)

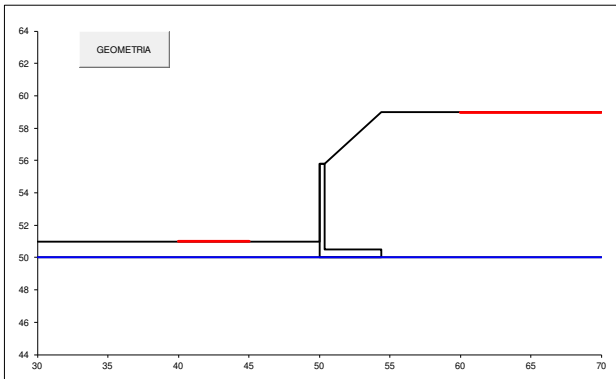
p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda	
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	50,000	51,000	0	53,400	58,970	0	0,000	50,000	0	0	30,000
1	30,000	51,000	1	54,400	58,970	1	70,000	50,000	1	1	70,000
2			2	70,000	58,970	2			2	2	
3			3			3			3	3	
4			4			4			4	4	
5			5			5			5	5	
6			6			6			6	6	
7			7			7			7	7	
8			8			8			8	8	
9			9			9			9	9	
10			10			10			10	10	

Sovraccarichi

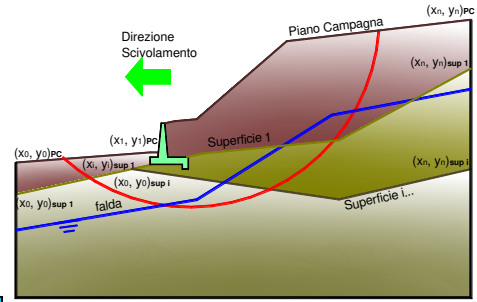
	Q_{s1}	Q_{s2}	Q_{s3}	Q_{s4}	% sisma	
sovraccarico 1	<input checked="" type="checkbox"/>	60,4	5	55,4	5	0%
sovraccarico 2	<input type="checkbox"/>					

Limiti ricerca superfici

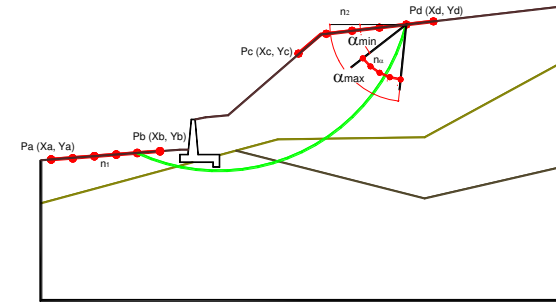
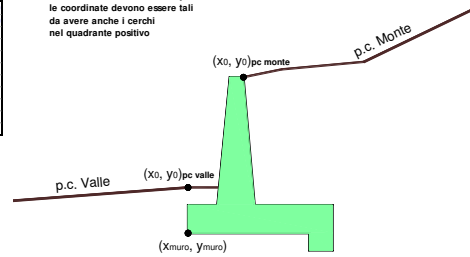
Xa	40	Xc	60	alfa min	40	# superfici massimo	2816
Xb	45	Xd	70	alfa max	70		
n1	15	n2	15	n alfa	10		



#strisce	30	# Superfici Calcolate	621	FS Bishop	STATICO 2,192	CALCOLO
					SISMICO 1,609	



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



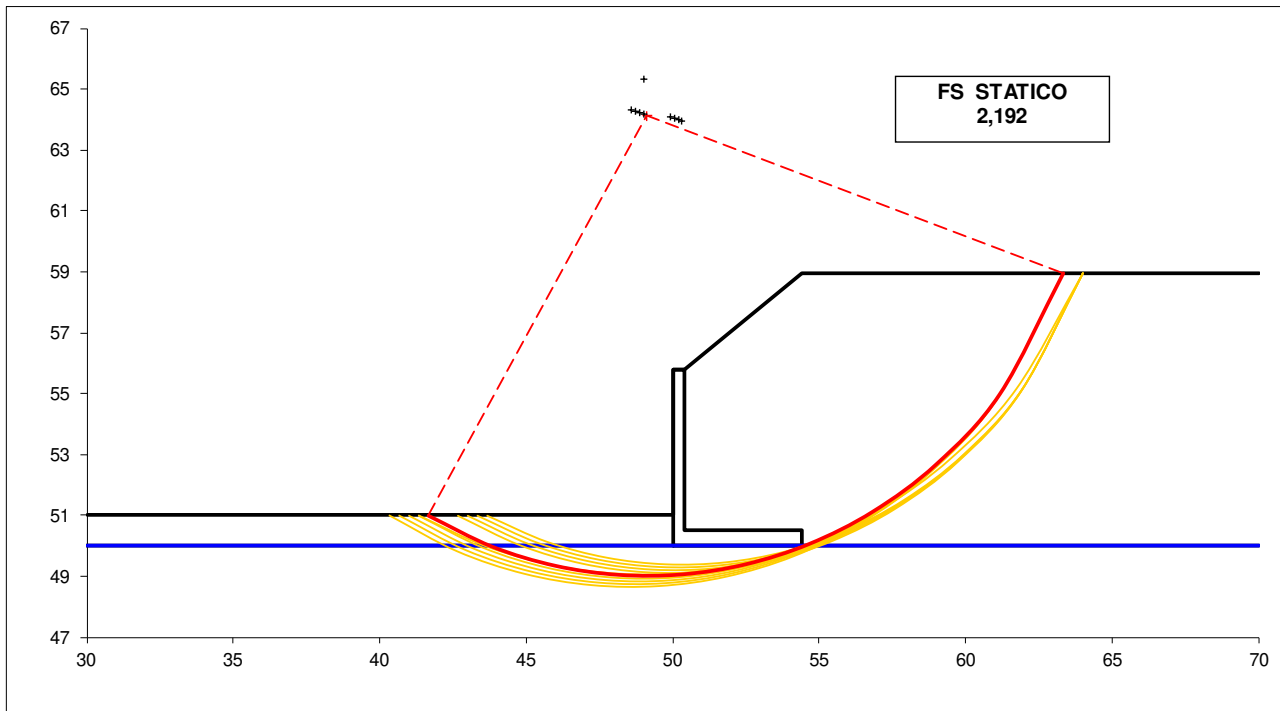
Condizione di Carico

STATICA

superfici da disegnare

10

DISEGNO



Condizione di Carico

SISMICA

superfici da disegnare

10

DISEGNO

