

LAVORI DI COLLEGAMENTO TRA LA S.S.11 A MAGENTA E LA TANGENZIALE OVEST DI MILANO

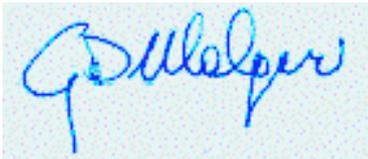
VARIANTE DI ABBIATEGRASSO E ADEGUAMENTO IN SEDE DEL TRATTO ABBIATEGRASSO-VIGEVANO FINO AL PONTE SUL FIUME TICINO

1° STRALCIO DA MAGENTA A VIGEVANO - TRATTA C

PROGETTO ESECUTIVO

 STUDIO CORONA Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4863 W)	 Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-28211	ING. RENATO DEL PRETE Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073	ECOPLAN Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433	 Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102
	 Società designata: GA&M Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137	SETAC Srl Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771	ARKE' INGEGNERIA S.r.l. Via Impresatore, Trapano (TP) - 70126 Bari Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970	DOTT. GEOL. DANILO GALLO Dott. Geol. Danilo Gallo Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 588

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO



Dott. Ing. Giuseppe Danilo MALGERI

INTEGRATORE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



Ing. Valerio BAJETTI

GEOLOGO



Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI

IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE



Ing. Gianluca CICIRIELLO

IB01

I - PROGETTO STRUTTURALE - MURI DI SOSTEGNO

IB - OPERA DI SOSTEGNO OS03

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

CODICE PROGETTO PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. LO203 E 1801			NOME FILE IB01-P00OS03STRRE01_B.dwg		REVISIONE B	SCALA: -----
CODICE ELAB. P00OS03STRRE01						
C						
B	EMISSIONE A SEGUITO DI RAPPORTO INTERMEDIO DI VERIFICA ITCF-C186001-14-ATF-RA-00001		FEBBRAIO 2019	ING. GIUSEPPE CRISÀ	ING. GAETANO RANIERI	ING. VALERIO BAJETTI
A	EMISSIONE		SETTEMBRE 2018	ING. GIUSEPPE CRISÀ	ING. GAETANO RANIERI	ING. VALERIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
4	UNITA' DI MISURA	7
5	MATERIALI	7
5.1	Calcestruzzo	7
5.1.1	Calcestruzzo per opere di sottofondazione	7
5.1.2	Calcestruzzo per le opere di fondazione	7
5.1.3	Calcestruzzo per le opere in elevazione	7
5.2	Acciaio	9
5.2.1	Acciaio per armatura lenta	9
5.3	Calcolo dei copriferri minimi	10
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	12
7	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA	13
7.1	Identificazione della località e dei parametri sismici generali	13
7.2	Definizione della strategia progettuale	14
7.3	Parametri di calcolo	15
7.3.1	Parametri numerici sismici	15
7.3.2	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	16
7.3.3	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	16
7.3.4	Fattori di struttura	16
7.3.5	Definizione dello spettro di progetto	17
7.4	Definizione dei coefficienti sismici di calcolo	20
8	ANALISI DEI CARICHI	21
8.1	Peso proprio delle strutture in cemento armato	21
8.2	Peso del terreno a tergo del muro	21
8.3	Peso proprio del parapetto	21
8.4	Carichi accidentali a tergo del muro	21
8.5	Spinta dei terreni a tergo dell'opera di sostegno	21
8.6	Spinta dei sovraccarichi a tergo dell'opera di sostegno	22
8.7	Azione sismica	22
8.7.1	Azione inerziale delle masse	22
8.8	Sovrappinta dinamica dei terreni	23
9	COMBINAZIONI DI CARICO	24
9.1	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi- permanenti	24
9.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti	24
9.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche	24
9.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche	25
9.5	Combinazione di carico sismiche	26
9.6	Definizione dei coefficienti di partecipazione e riepilogo delle combinazioni	26
10	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI – MURO TIPO A	27
10.1	Approcci normativi	27
10.2	Dati di input	29
10.3	Azioni sollecitanti	33
11	VERIFICHE GEOTECNICHE	35

11.1	Condizione statica	35
11.1.1	Verifica allo scorrimento (GEO)	35
11.1.2	Verifica carico limite della fondazione (GEO)	36
11.1.3	Verifica al ribaltamento (EQU)	37
11.2	Condizione sismica +	38
11.2.1	Verifica allo scorrimento.....	38
11.2.2	Verifica carico limite della fondazione	39
11.2.3	Verifica al ribaltamento	40
11.3	Condizione sismica –	41
11.3.1	Verifica allo scorrimento.....	41
11.3.2	Verifica carico limite della fondazione	42
11.3.3	Verifica al ribaltamento	43
11.4	VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE	44
11.4.1	Dati in input.....	44
11.4.2	Verifiche di sicurezza	45
12	VERIFICHE STRUTTURALI.....	46
12.1	Armaturo muro	46
12.2	Verifiche allo Stato Limite Ultimo	47
12.2.1	Valutazione delle sollecitazioni	47
12.2.2	Verifiche	49
12.3	Verifica allo Stato Limite di fessurazione	50
12.3.1	Valutazione delle sollecitazioni	50
12.3.2	Verifiche	52
12.4	Verifiche tensioni.....	53
12.4.1	Valutazione delle sollecitazioni	53
12.4.2	Verifiche	55
13	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI – MURO TIPO B.....	56
13.1	Approcci normativi.....	56
13.2	Dati di input	58
13.3	Azioni sollecitanti.....	62
14	VERIFICHE GEOTECNICHE	64
14.1	Condizione statica.....	64
14.1.1	Verifica allo scorrimento (GEO)	64
14.1.2	Verifica carico limite della fondazione (GEO)	65
14.1.3	Verifica al ribaltamento (EQU)	66
14.2	Condizione sismica +	67
14.2.1	Verifica allo scorrimento.....	67
14.2.2	Verifica carico limite della fondazione	68
14.2.3	Verifica al ribaltamento	69
14.3	Condizione sismica –	70
14.3.1	Verifica allo scorrimento.....	70
14.3.2	Verifica carico limite della fondazione	71
14.3.3	Verifica al ribaltamento	72
14.4	VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE	73
14.4.1	Dati in input.....	73
14.4.2	Verifiche di sicurezza	74
15	VERIFICHE STRUTTURALI.....	75
15.1	Armaturo muro	75

15.2	Verifiche allo Stato Limite Ultimo	76
15.2.1	Valutazione delle sollecitazioni	76
15.2.2	Verifiche	78
15.3	Verifica allo Stato Limite di fessurazione	79
15.3.1	Valutazione delle sollecitazioni	79
15.3.2	Verifiche	81
15.4	Verifiche tensioni	82
15.4.1	Valutazione delle sollecitazioni	82
15.4.2	Verifiche	84

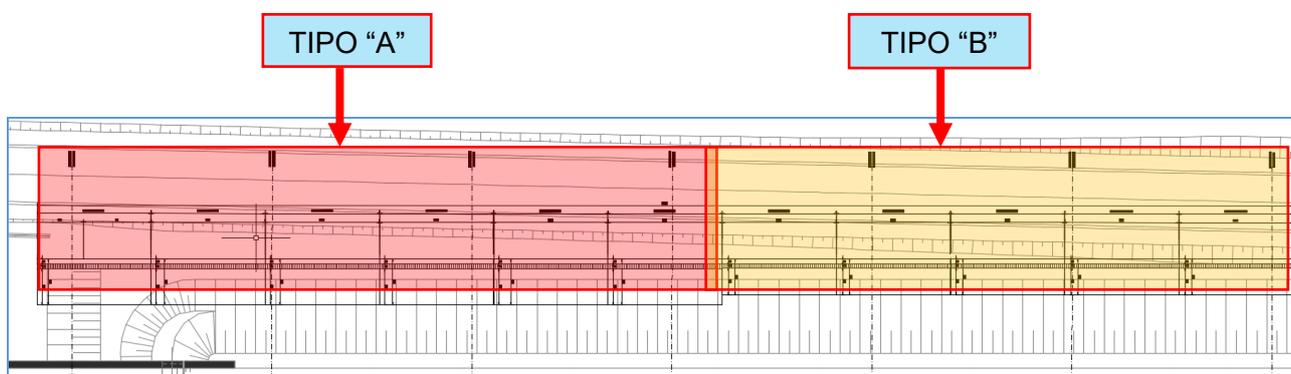
1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta la descrizione, il dimensionamento e le verifiche strutturali e geotecniche del muro di sostegno in cemento armato nell'ambito del progetto esecutivo "Lavori di collegamento tra la S.S. n.11 a Magenta e la tangenziale Ovest di Milano – Variante di Abbiategrasso ed adeguamento in sede del tratto Abbiategrasso-Vigevano fino al ponte sul fiume Ticino".

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il muro di sostegno presenta una sezione trasversale a "L" in cemento armato gettato in opera. La presente opera si sviluppa per una lunghezza di 125,60 m ed è ubicata tra la progressiva 3+360 e la progressiva 3+240.

Ai fini del dimensionamento, delle verifiche strutturali e geotecniche si considerano due sezioni tipologiche rappresentative.

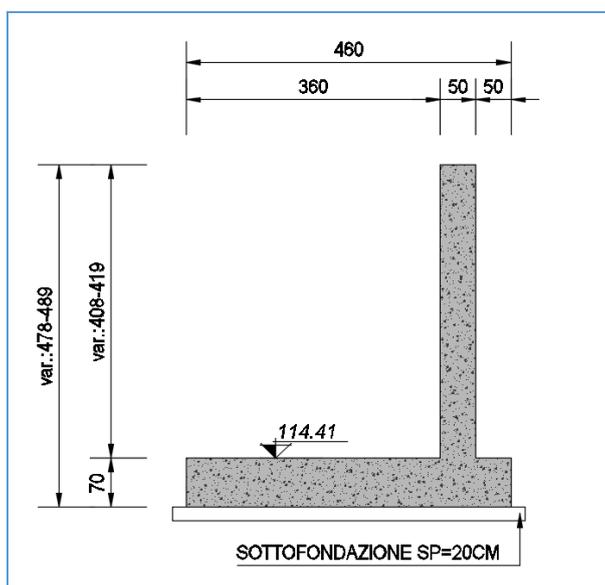


MURO TIPO "A"

Le dimensioni della sezione trasversale tipo sono di seguito riepilogate:

- Muro frontale in elevazione: **50 x 419 cm** → a favore di sicurezza è stata considerata un'altezza dell'elevazione maggiore pari a **430 cm**
- Zattera di fondazione: **460 x 70 cm**

La fondazione è di tipo diretto.

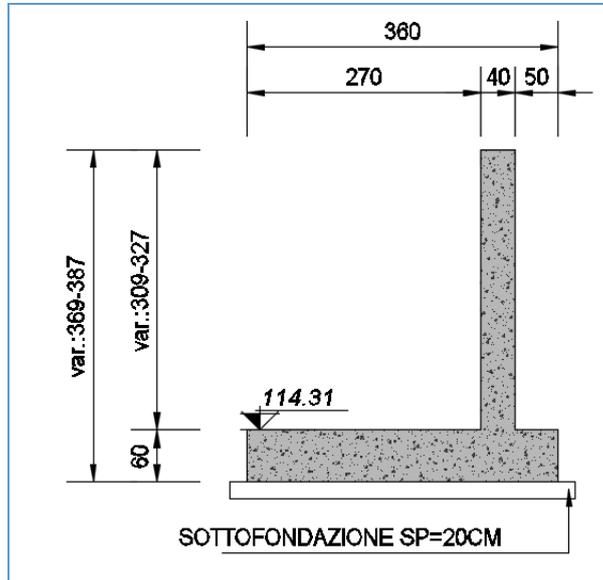


MURO TIPO “B”

Le dimensioni della sezione trasversale tipo sono di seguito riepilogate:

- Muro frontale in elevazione: **40 x 327 cm** → a favore di sicurezza è stata considerata un'altezza dell'elevazione maggiore pari a **350 cm**
- Zattera di fondazione: **360 x 60 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 206-1:2016** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- **UNI 11104:2016** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206
- **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 DI FONDAZIONE

Per le opere di fondazione è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C28/35** e classe di esposizione **XC2**.

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI - D.M. 17.01.2018

Classe di resistenza del calcestruzzo	C28/35		
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	35,00	$[\text{N/mm}^2]$
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	29,05	$[\text{N/mm}^2]$
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	f_{cm}	37,05	$[\text{N/mm}^2]$
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	16,46	$[\text{N/mm}^2]$
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2,83	$[\text{N/mm}^2]$
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	1,98	$[\text{N/mm}^2]$
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,32	$[\text{N/mm}^2]$
Modulo elastico istantaneo	E_c	33.721,65	$[\text{N/mm}^2]$
Modulo elastico medio	E_{cm}	31.670,36	$[\text{N/mm}^2]$

A favore di sicurezza nelle verifiche strutturali viene utilizzato un calcestruzzo di classe di resistenza inferiore: **C25/30**.

5.1.3 CALCESTRUZZO PER LE OPERE IN ELEVAZIONE

Per le opere in elevazione è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C32/40** e classe di esposizione **XF2**.

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]

A favore di sicurezza nelle verifiche strutturali viene utilizzato un calcestruzzo di classe di resistenza inferiore: **C25/30**.

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 (riferita alla normativa del 2008 ma a tutt'oggi valida) si riporta di seguito il calcolo del copriferro minimo inteso come ricoprimento delle barre.

Per le opere in elevazione è previsto un copriferro minimo pari a **35mm** così come determinato dalla tabella successiva. Ai fini del calcolo sarà adottato un copriferro pari a **40mm**.

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	XF2
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3	Condizioni ambientali di progetto
Molto Aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	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
C28/35	Barre da c.a. elementi a p	C32/40
Classe C0	Vita Nominale dell'opera	Produzioni sottoposte a controllo qualità
C45/55	50 Anni	NO

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	30 mm
Tolleranza costruttiva	5 mm
COPRIFERRO MINIMO DI PROGETTO	35 mm

Per le opere di fondazione è previsto un copriferro minimo pari a **25mm** così come determinato dalla tabella successiva. Ai fini del calcolo sarà adottato un copriferro pari a **40mm**.

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	XC2
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3	Condizioni ambientali di progetto
Molto Aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	Ordinario

Definizione della classi di resistenza rispetto alla Tabelle C4.1.IV		
Classe minima Cmin	Classe di resistenza del calcestruzzo	Classe di resistenza del calcestruzzo
C25/30	Barre da c.a. elementi a p	C28/35
Classe C0	Vita Nominale dell'opera	Produzioni sottoposte a controllo qualità
C45/55	50 Anni	NO

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	20 mm
Tolleranza costruttiva	5 mm
COPRIFERRO MINIMO DI PROGETTO	25 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 esecutivo, il terreno di fondazione è schematizzato dalle seguenti unità litotecniche caratterizzate dai seguenti parametri geotecnici:

- **UNITÀ G3/G3*** Ghiaia con sabbia/ sabbia con ghiaia da mediamente (G3) a molto addensate (G3*), spesso intercalate dal livello L5. Questa Unità si estende da p.c. fino a profondità massime di 22.0 m.
- **UNITÀ L5** Limo sabbioso a tratti debolmente argilloso/ limo con sabbia, da poco a ben addensato si rileva solitamente all'interno dell'unità G3/G3* con spessori variabili tra 1.5 e 2.0 m. Nel solo sondaggio S14-36 raggiunge spessori di circa 5.0 m.
- **UNITÀ S2** Sabbia prevalentemente fine limosa talvolta ghiaiosa. Si rileva solitamente al di sotto dell'unità G3/G3* e si estende oltre la profondità raggiunta dai sondaggi costituendo un vero e proprio strato di base.
- **UNITÀ S1** Sabbia prevalentemente fine con passaggi a granulometria gradata media, mediamente addensata. Si rileva solo in alcune tratte al di sotto dell'unità G3/G3* e/o unità S2 e come quest'ultima si estende oltre la profondità raggiunta dai sondaggi costituendo lo strato di base.

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

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

- Peso per unità di volume: $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\phi = 35,00^\circ$
- Coesione efficace: $c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$

A favore di sicurezza i calcoli e le verifiche sono stati effettuati considerando il terreno di fondazione di tipo **L5**:

- Peso per unità di volume: $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\phi = 26,00^\circ$
- 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 del Comune di Abbiategrasso sito nella provincia di Milano.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
8,91617

LATITUDINE
45,39799

Ricerca per comune

REGIONE
Lombardia

PROVINCIA
Milano

COMUNE
Abbiategrasso

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

superficie rigata

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

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

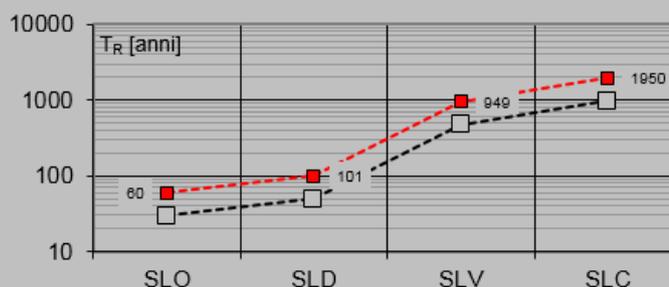
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

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_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0,022	2,543	0,194
SLD	101	0,027	2,590	0,211
SLV	949	0,050	2,730	0,304
SLC	1950	0,058	2,819	0,319

7.3.2 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

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

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 mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente 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	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

7.3.4 FATTORI DI STRUTTURA

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

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

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

7.3.5 DEFINIZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO

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

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato SLV [info](#)

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo C [info](#) $S_s = 1,500$ $C_c = 1,556$ [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) Smorzamento ξ (%) 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	0,050 g
F_o	2,730
T_c	0,304 s
S_s	1,500
C_c	1,556
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,157 s
T_C	0,472 s
T_D	1,800 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

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

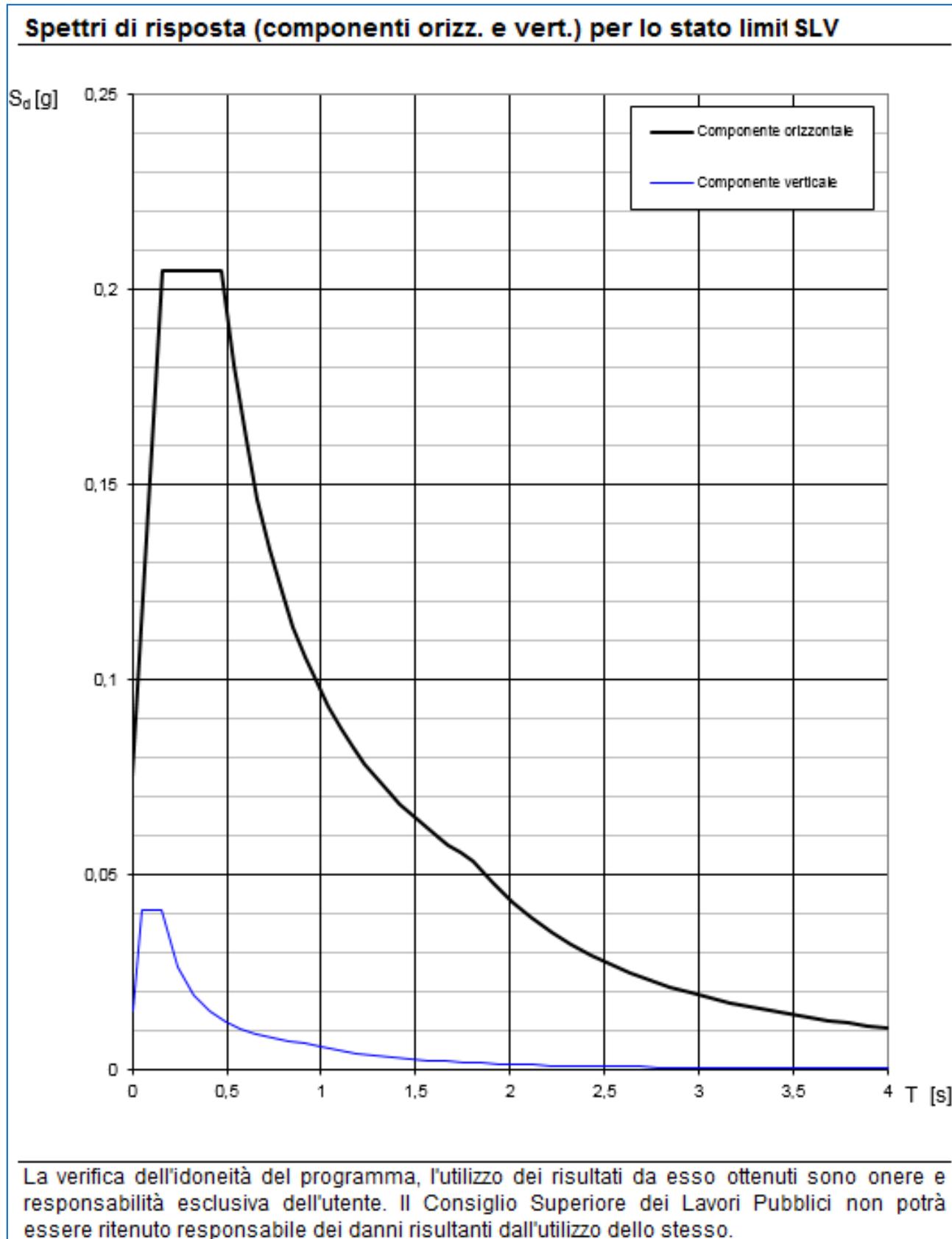
Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,075
T_B ← 0,157	0,205
T_C ← 0,472	0,205
0,536	0,180
0,599	0,161
0,662	0,146
0,725	0,133
0,788	0,123
0,852	0,114
0,915	0,106
0,978	0,099
1,041	0,093
1,105	0,088
1,168	0,083
1,231	0,079
1,294	0,075
1,357	0,071
1,421	0,068
1,484	0,065
1,547	0,062
1,610	0,060
1,673	0,058
1,737	0,056
T_D ← 1,800	0,054
1,905	0,048
2,009	0,043
2,114	0,039
2,219	0,035
2,324	0,032
2,428	0,030
2,533	0,027
2,638	0,025
2,743	0,023
2,848	0,021
2,952	0,020
3,057	0,019
3,162	0,017
3,267	0,016
3,371	0,015
3,476	0,014
3,581	0,014
3,686	0,013
3,790	0,012
3,895	0,011
4,000	0,011

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

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



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:

$$a_{\max} = S \cdot a_g / g = S_S \cdot S_T \cdot a_g / g = 1,00 \cdot 1,50 \cdot 0,050 = 0,075$$

- 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:

$$K_h = 0,029$$

$$K_v = 0,014$$

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:

$$K_h = 0,043$$

$$K_v = 0,021$$

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 $\gamma_{ca} = 25,00 \text{ kN/m}^3$.

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:

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

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 → $q = 5,00 \text{ kN/m}^2$

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_Q	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 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI – MURO TIPO A

10.1 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_{G1}

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_Y	γ_Y	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

10.2 DATI DI INPUT

OPERA Esempio

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="radio"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input 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

Carichi Agenti

			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	40,00	52,00	52,00
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0,00	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0,20	0,20	0,20
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0,00	0,00	0,00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	5,00	7,50	7,50
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0,00	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0,00	0,00	0,00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0,00	0,00	0,00
Coefficienti di combinazione		condizione frequente Ψ_1	0,75	condizione quasi permanente Ψ_2		0,00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0,00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0,00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0,00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0,00		

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	35,00	35,00	35,00	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	20,00	20,00	20,00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	23,33	23,33	23,33	
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0,00	0,00	0,00	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi1'$	26,00	26,00	26,00	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	18,00	18,00	18,00	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	20,00	20,00	20,00	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	10,00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	15000			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0,05	(-)
	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	0,0285	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0,0143	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no	

			SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0,244		0,244		0,244	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,260		0,260		0,260	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,261		0,261		0,261	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2,561		2,561		2,561	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2,516		2,516		2,516	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2,514		2,514		2,514	

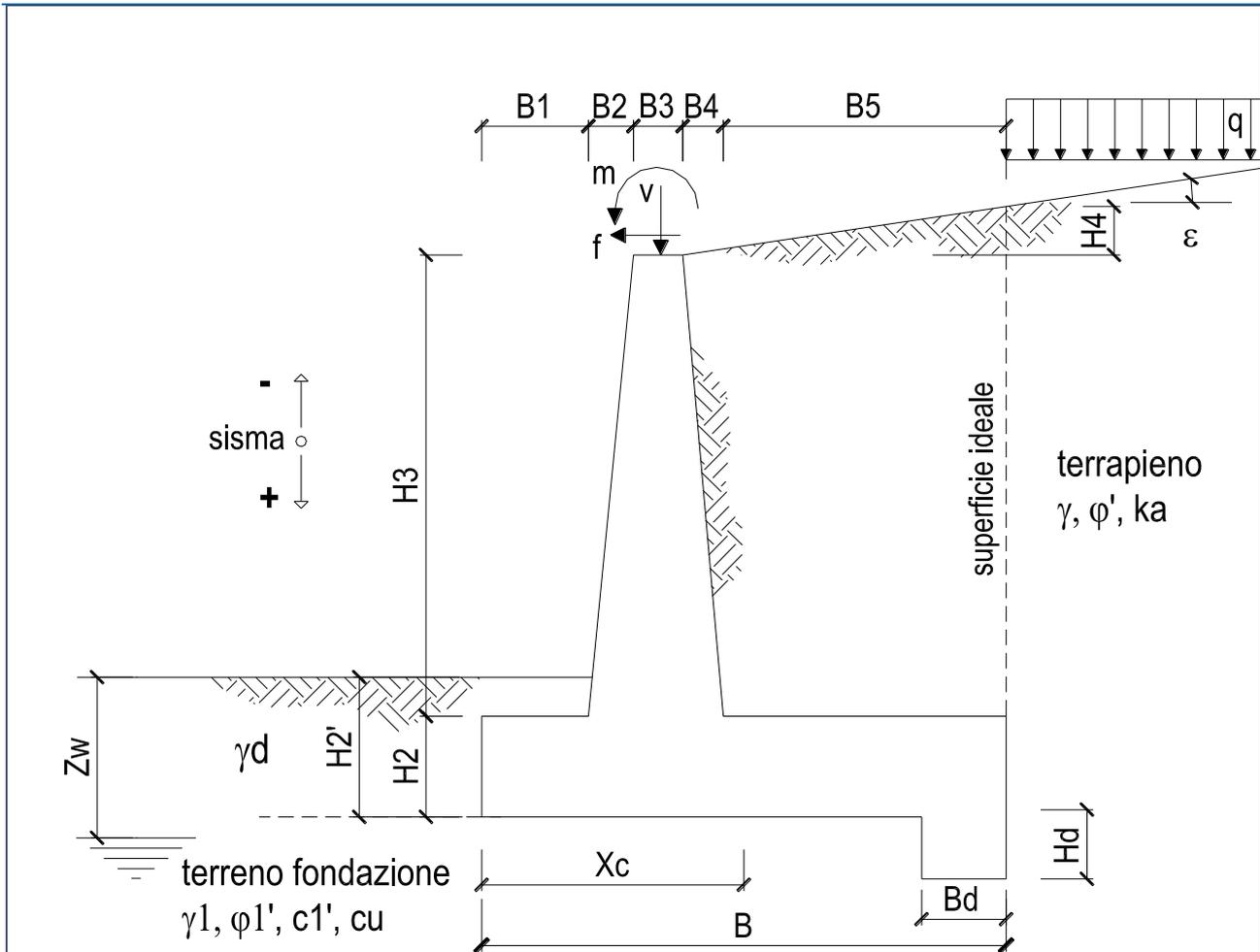
Dati geotecnici e sismici per le verifiche geotecniche a ribaltamento:

				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici							
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ	35,00	35,00	35,00	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	20,00	20,00	20,00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	23,33	23,33	23,33	
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0,00	0,00	0,00	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	26,00	26,00	26,00	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	18,00	18,00	18,00	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	20,00	20,00	20,00	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	10,00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	15000			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0,05	(-)
	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	kh	0,04275	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0,0214	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no	

			SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0,244		0,244		0,244	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,269		0,269		0,269	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,270		0,270		0,270	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2,561		2,561		2,561	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2,493		2,493		2,493	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2,490		2,490		2,490	

10.3 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 =	0,50	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	4,60	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0,70	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	3,60	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2,30	(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)	53,75	53,75
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	80,50	80,50
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	134,25	134,25
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	309,60	309,60
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 =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	144,00	187,20
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	453,60	496,80
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	18	27
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(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)	40,31	40,31
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	185,15	185,15
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	225,46	225,46
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	866,88	866,88
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)	403,20	524,16
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	1270,08	1391,04
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	50,4	75,6
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		3,83
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		1,91
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		14,16
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		7,08
- 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)		4,37
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		0,80
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		5,17
- 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)		0,57
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)		2,64
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		3,21
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		25,15
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)		25,15
- 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)		12,35
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)		12,35

11 VERIFICHE GEOTECNICHE

11.1 CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta totale condizione statica					
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	61,10	79,43	79,43
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	48,88	63,55	63,55
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	6,11	9,17	9,17
- Componente orizzontale condizione statica					
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	56,11	72,94	72,94
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	44,88	58,35	58,35
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	5,61	8,42	8,42
- Componente verticale condizione statica					
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	24,20	31,46	31,46
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	19,36	25,17	25,17
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2,42	3,63	3,63
- Spinta passiva sul dente					
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d \right]$	(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)	93,51	121,56	121,56
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	111,33	144,72	144,72
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	112,21	145,87	145,87
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	14,03	21,04	21,04
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	89,06	115,78	115,78
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	11,13	16,70	16,70
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)	0,15	0,15	0,15

11.1.1 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (GEO)

Risultante forze verticali (N)					
N =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$		691,51	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)					
T =	$Sth + Sqh + f$		139,70	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)					
f =	$tg \phi_1'$		0,49	(-)	
Fs scorr.	$(N \cdot f + Sp) / T$		2,41	>	1,1

11.1.2 VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr\ acc)$	691,51	718,51	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$St_h + Sq_h + f - Sp$	139,70	139,70	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	1605,38	1680,98	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	-14,90	-28,40	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kPa)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	26,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	8,00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	20,00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	-0,02	-0,04	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4,56	4,52	(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)	11,85		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	($2 + \pi$ in cond. nd)	22,25		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	12,54		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0,64	0,65	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,60	0,60	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\phi)))^{m+1}$		0,51	0,51	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	267,10	269,99	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	1,76	>	1,4
		Nmax	1,70	>	

11.1.3 VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 1616,65 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} \quad 11,27 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_s \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad 143,43 \quad > \quad 1,15$$

11.2 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)	61,10	61,10	61,10
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)	4,92	4,92	4,92
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	52,07	52,07	52,07
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
- Componente orizzontale condizione sismica +					
Sst1h stat =	Sst1 stat $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	56,11	56,11	56,11
Sst1h sism =	Sst1 sism $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	4,51	4,51	4,51
Ssq1h perm =	Ssq1 perm $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	47,81	47,81	47,81
Ssq1h acc =	Ssq1 acc $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
- Componente verticale condizione sismica +					
Sst1v stat =	Sst1 stat $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	24,20	24,20	24,20
Sst1v sism =	Sst1 sism $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	1,95	1,95	1,95
Ssq1v perm =	Ssq1 perm $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	20,63	20,63	20,63
Ssq1v acc =	Ssq1 acc $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
- Spinta passiva sul dente					
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 + k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^+ + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{+0,5} + \gamma_1 \cdot (1 + k_v) \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica +					
MSst1 stat =	Sst1h stat $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	93,51	93,51	93,51
MSst1 sism =	Sst1h sism $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	11,29	11,29	11,29
MSst2 stat =	Sst1v stat $\cdot B$	(kNm/m)	111,33	111,33	111,33
MSst2 sism =	Sst1v sism $\cdot B$	(kNm/m)	8,96	8,96	8,96
MSsq1 =	Ssq1h $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	119,54	119,54	119,54
MSsq2 =	Ssq1v $\cdot B$	(kNm/m)	94,88	94,88	94,88
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		SLE	STR/GEO	EQU
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)		0,15

11.2.1 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
N =	Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv		643,82	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh		126,42	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	tgφ1'		0,49	(-)
Fs =	(N * f + Sp) / T		2,48	>
				1,1

11.2.2 VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	643,82	643,82	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	126,42		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	1471,77	1471,77	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	9,01	9,01	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c_1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	26,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	8,00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	20,00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,01	0,01	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4,57	4,57	(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)	11,85		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	($2 + \pi$ in cond. nd)	22,25		(-)
$N_{\gamma} = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	12,54		(-)

I valori di i_c , i_q e i_{γ} sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B * c' \cotg(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0,65	0,65	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,61	0,61	(-)
$i_{\gamma} = (1 - T / (N + B * c' \cotg(\phi)))^{m+1}$		0,52	0,52	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	272,14	272,14	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	1,93	>	1,4
		Nmax	1,93	>	

11.2.3 VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + Mfext3 \quad 1616,65 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts \quad 33,28 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Fr = Ms / Mr \quad \mathbf{48,58} \quad > \quad \mathbf{1,15}$$

11.3 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)	61,10	61,10	61,10
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^- \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	3,18	3,18	3,18
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	52,17	52,17	52,17
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)	56,11	56,11	56,11
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	2,92	2,92	2,92
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	47,90	47,90	47,90
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)	24,20	24,20	24,20
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1,26	1,26	1,26
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	20,66	20,66	20,66
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
- Spinta passiva sul dente					
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^- + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1' \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps}^- \cdot H_2) \cdot H_d$	(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)	93,51	93,51	93,51
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	7,30	7,30	7,30
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	111,33	111,33	111,33
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	5,79	5,79	5,79
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	119,75	119,75	119,75
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	95,05	95,05	95,05
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		SLE	STR/GEO	EQU	
Mfext1 =	$m_p + m_s$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mfext2 =	$(f_p + f_s) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mfext3 =	$(v_p + v_s) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	0,15	0,15	0,15

11.3.1 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$		625,18	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + f_p + f_s + P_s h + P_tsh$		124,91	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$tg \phi_1'$		0,49	(-)
Fs =	(N * f + Sp) / T		2,44	>
				1,1

11.3.2 VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	625,18	625,18	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	124,91		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	1441,42	1441,42	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	-3,50	-3,50	(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.	0,00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	26,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	8,00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d H_2'$	sovraccarico stabilizzante	20,00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	-0,01	-0,01	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4,59	4,59	(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)	11,85		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	($2 + \pi$ in cond. nd)	22,25		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	12,54		(-)

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)	0,64	0,64	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,61	0,61	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi))^{m+1}$		0,51	0,51	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	269,74	269,74	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1,98	>	1,4
		Nmax	1,98	>	

11.3.3 VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + Mfext3 \quad 1616,65 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

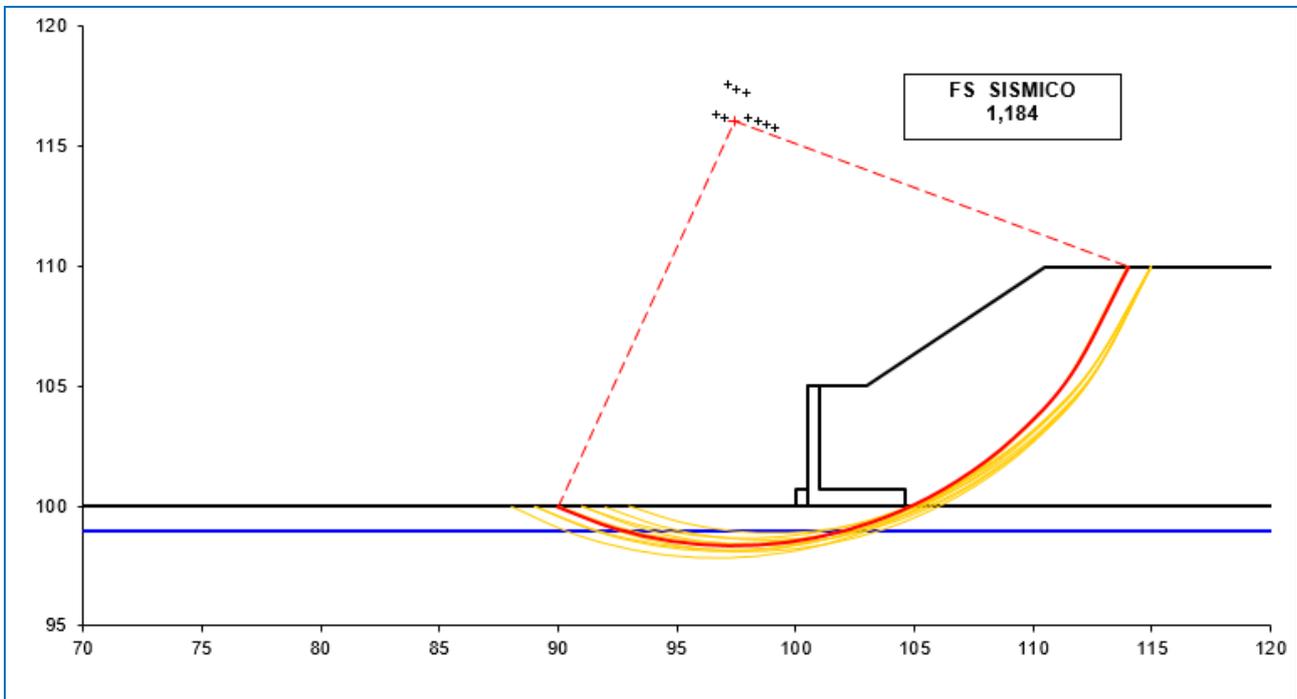
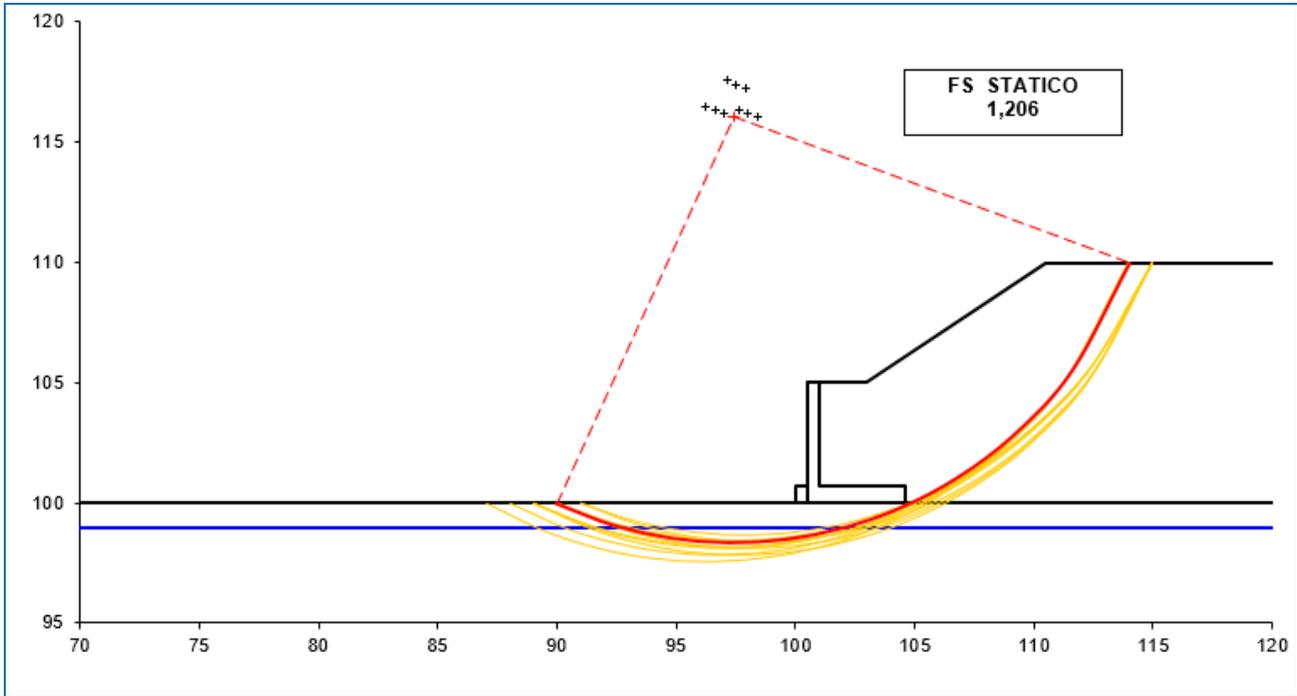
$$Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts \quad 78,85 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Fr = Ms / Mr \quad \mathbf{20,50} \quad > \quad \mathbf{1,15}$$

11.4.2 VERIFICHE DI SICUREZZA

Di seguito viene riportato il coefficiente di sicurezza valutato con il metodo di Bishop:

#strisce	# Superfici Calcolate	FS Bishop	
		30	452



12 VERIFICHE STRUTTURALI

12.1 ARMATURA MURO

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

- armatura verticale (armatura di forza):
 $\varnothing 16/20$ esterni
 $\varnothing 20/20$ interni (lato terreno)
- armatura longitudinale di ripartizione:
 $\varnothing 12/20$ esterni
 $\varnothing 12/20$ interni

Non è prevista alcuna specifica armatura a taglio. Verranno tuttavia disposte spille di legatura $\varnothing 10/40 \times 20$.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 40 mm.

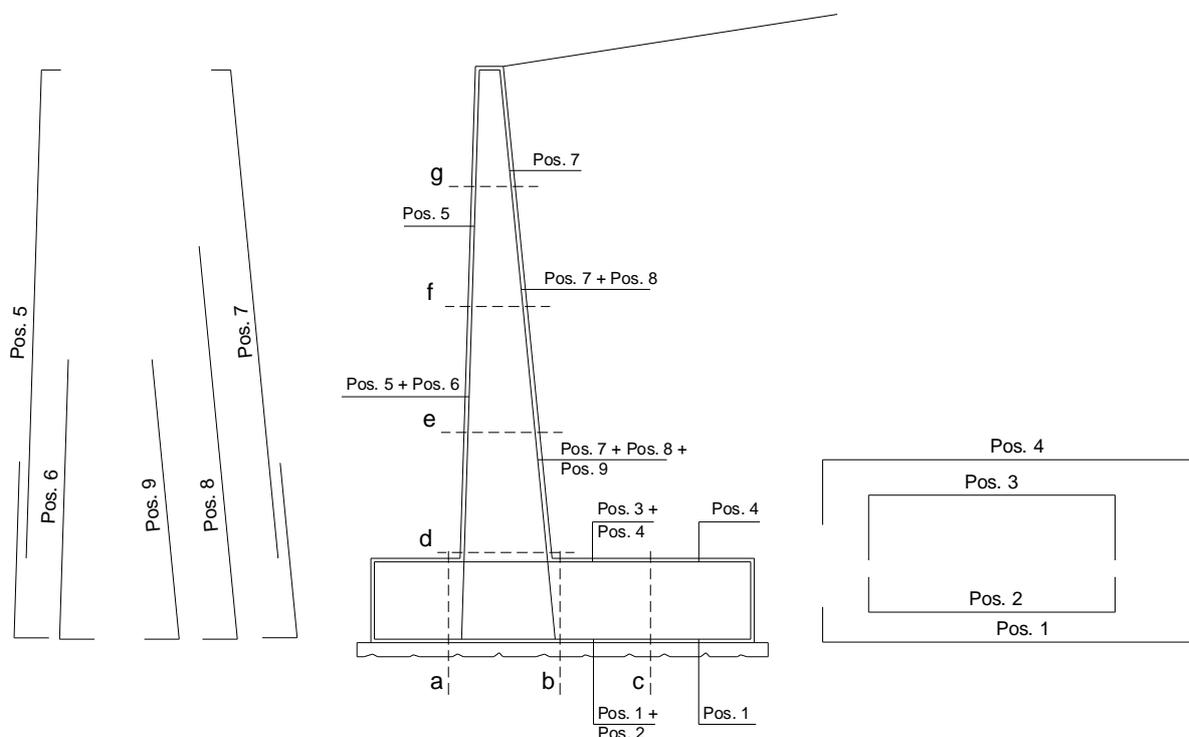
L'armatura della zattera di fondazione del muro è prevista come segue:

- armatura in direzione trasversale:
 $\varnothing 20/20$ superiori
 $\varnothing 20/20$ inferiori
- armatura in direzione longitudinale:
 $\varnothing 12/20$ superiori
 $\varnothing 12/20$ inferiori

Non è prevista alcuna specifica armatura a taglio. Verranno tuttavia disposti dei cavallotti $\varnothing 16/80 \times 40$.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 40 mm.

SCHEMA DELLE ARMATURE



12.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

12.2.1 VALUTAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

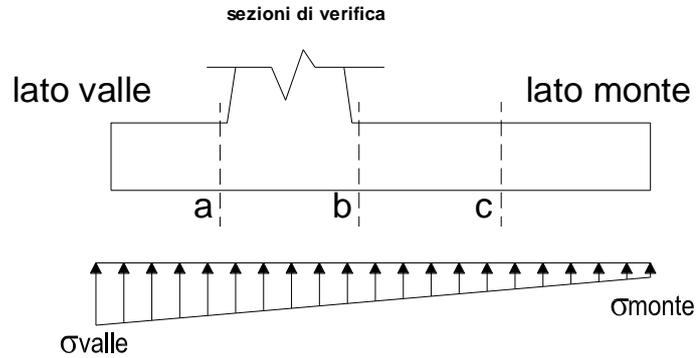
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 4,60 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 3,53 \quad (m^3)$$

caso	N		M		σ_{valle}		σ_{monte}	
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]		
statico	691,51	-14,90	146,10	154,55	718,51	-28,40	148,14	164,25
	643,82	9,01	142,51	137,41	643,82	9,01	142,51	137,41
sisma+	625,18	-3,50	134,92	136,90	625,18	-3,50	134,92	136,90
	625,18	-3,50	134,92	136,90	625,18	-3,50	134,92	136,90



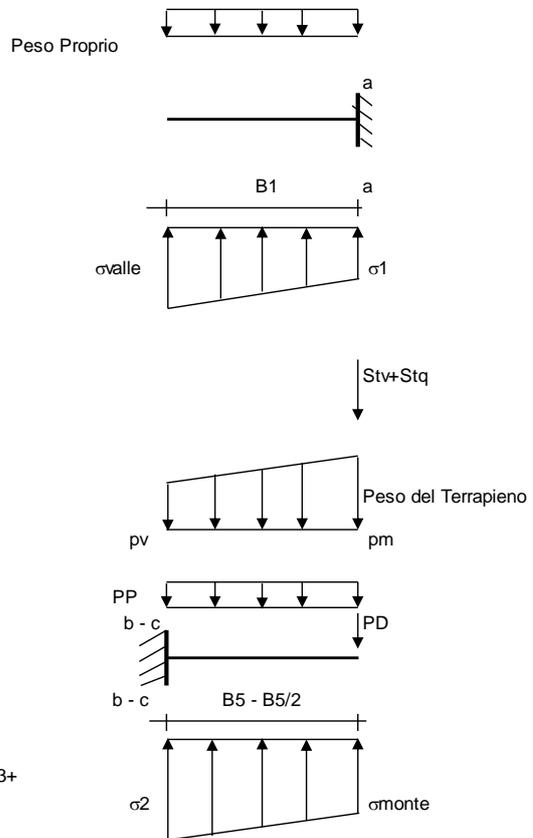
Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 17,50 \quad (kN/m)$$

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

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

caso	σ_{valle}		Ma		Va			
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]		
statico	146,10	147,02	16,11	64,53	148,14	149,89	16,40	65,76
	142,51	141,96	15,57	62,38	142,51	141,96	15,60	62,38
sisma+	134,92	135,13	14,72	58,58	134,92	135,13	14,69	58,58
	134,92	135,13	14,69	58,58	134,92	135,13	14,69	58,58



Mensola Lato Monte

$$PP = 17,50 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

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

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	138,00	145,50	138,00	(kN/m ²)
pvb	138,00	145,50	138,00	(kN/m ²)
pvc	138,00	145,50	138,00	(kN/m ²)

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

$$-(St_v + Sq_v) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 +$$

$$-(St_v + Sq_v) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B_5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (St_v + Sq_v) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

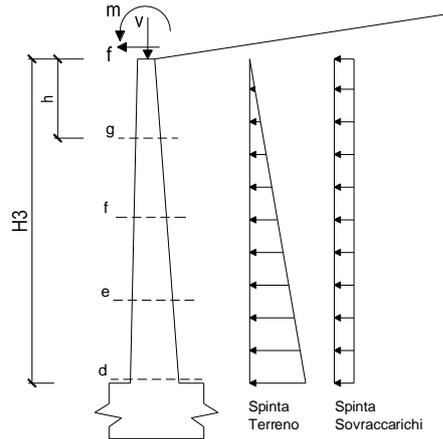
$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) - (St_v + Sq_v) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{monte}		Mb		Vb		σ_{2c}		Mc		Vc			
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kNm]	[kN]						
statico	154,55	147,94	-237,35	-75,57	151,25	-111,79	-64,94	164,25	151,65	-236,06	-78,44	157,95	-109,85	-63,68
	137,41	141,40	-291,36	-112,69	139,40	-116,02	-81,53	137,41	141,40	-291,36	-112,69	139,40	-116,02	-81,53
sisma+	136,90	135,35	-275,56	-107,90	136,12	-109,98	-76,31	136,90	135,35	-275,56	-107,90	136,12	-109,98	-76,31
	136,90	135,35	-275,56	-107,90	136,12	-109,98	-76,31	136,90	135,35	-275,56	-107,90	136,12	-109,98	-76,31

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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



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	77,32	123,45	0,00	200,77	0,20	53,75	53,95
e-e	3,23	32,62	69,44	0,00	102,06	0,20	40,31	40,51
f-f	2,15	9,66	30,86	0,00	40,53	0,20	26,88	27,08
g-g	1,08	1,21	7,72	0,00	8,92	0,20	13,44	13,64

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4,30	53,94	57,42	0,00	111,36
e-e	3,23	30,34	43,06	0,00	73,41
f-f	2,15	13,49	28,71	0,00	42,20
g-g	1,08	3,37	14,35	0,00	17,73

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	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	59,48	7,82	88,41	0,00	3,29	159,00	0,20	54,52	54,72
e-e	3,23	25,09	3,30	49,73	0,00	1,85	79,97	0,20	40,89	41,09
f-f	2,15	7,43	0,98	22,10	0,00	0,82	31,34	0,20	27,26	27,46
g-g	1,08	0,93	0,12	5,53	0,00	0,21	6,78	0,20	13,63	13,83

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4,30	41,50	3,64	41,12	0,00	1,53	87,78
e-e	3,23	23,34	2,05	30,84	0,00	1,15	57,38
f-f	2,15	10,37	0,91	20,56	0,00	0,77	32,61
g-g	1,08	2,59	0,23	10,28	0,00	0,38	13,48

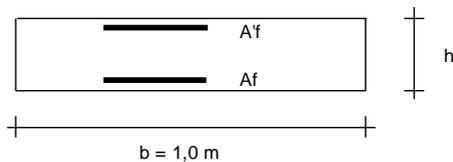
condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	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	59,48	5,05	88,57	0,00	3,29	156,40	0,20	52,98	53,18
e-e	3,23	25,09	2,13	49,82	0,00	1,85	78,90	0,20	39,74	39,94
f-f	2,15	7,43	0,63	22,14	0,00	0,82	31,03	0,20	26,49	26,69
g-g	1,08	0,93	0,08	5,54	0,00	0,21	6,75	0,20	13,25	13,45

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4,30	41,50	2,35	41,20	0,00	1,53	86,57
e-e	3,23	23,34	1,32	30,90	0,00	1,15	56,71
f-f	2,15	10,37	0,59	20,60	0,00	0,77	32,33
g-g	1,08	2,59	0,15	10,30	0,00	0,38	13,42

12.2.2 VERIFICHE

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	16,40	0,00	0,70	15,71	15,71	384,91
b - b	-291,36	0,00	0,70	15,71	15,71	384,91
c - c	-116,02	0,00	0,70	15,71	15,71	384,91
d - d	200,77	53,95	0,50	15,71	10,05	272,94
e - e	102,06	40,51	0,50	15,71	10,05	270,23
f - f	40,53	27,08	0,50	15,71	10,05	267,51
g - g	8,92	13,64	0,50	15,71	10,05	264,79

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	∅ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	65,76	0,70	233,36	16	80	40	21,8	359,58	Armatura a taglio non necessaria
b - b	112,69	0,70	233,36	16	80	40	21,8	359,58	Armatura a taglio non necessaria
c - c	81,53	0,70	233,36	16	80	40	21,8	359,58	Armatura a taglio non necessaria
d - d	111,36	0,50	199,71	10	40	20	21,8	388,96	Armatura a taglio non necessaria
e - e	73,41	0,50	197,90	10	40	20	21,8	388,96	Armatura a taglio non necessaria
f - f	42,20	0,50	196,08	10	40	20	21,8	388,96	Armatura a taglio non necessaria
g - g	17,73	0,50	194,27	10	40	20	21,8	388,96	Armatura a taglio non necessaria

12.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

12.3.1 VALUTAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

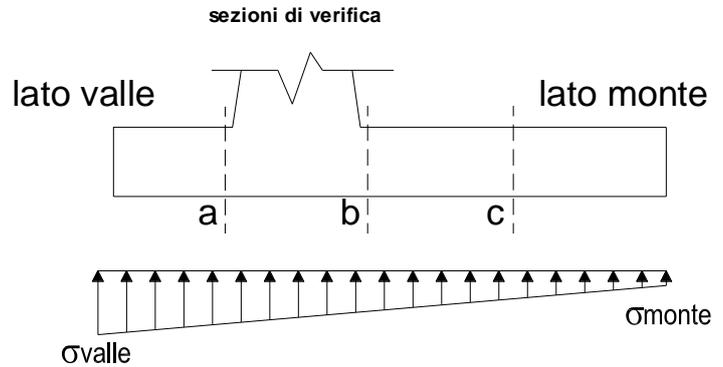
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 4,60 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 3,53 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	633,43	-31,31	128,82	146,58
	646,93	-38,06	129,85	151,43
Q.P.	631,61	-37,65	126,63	147,98
	631,61	-37,65	126,63	147,98

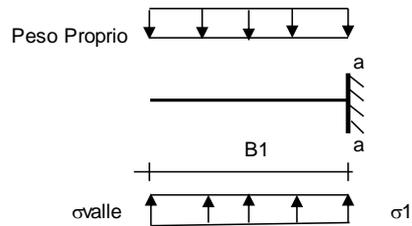


Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 17,50 \quad (kN/m)$$

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	128,82	130,75	14,00
	129,85	132,19	14,14
Q.P.	126,63	128,95	13,74
	126,63	128,95	13,74



Mensola Lato Monte

$$PP = 17,50 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

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

	Nmin	N max	Freq	N max	QP	
pm	126,00	129,75	126,00	126,00	126,00	(kN/m ²)
pvb	126,00	129,75	126,00	126,00	126,00	(kN/m ²)
pvc	126,00	129,75	126,00	126,00	126,00	(kN/m ²)

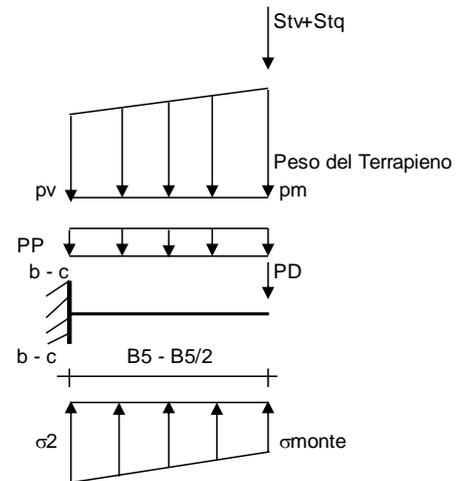
$$Mb = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B^2 / 3 +$$

$$-(St_v + Sq_v) \cdot B^2 - PD \cdot (B^2 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B5/2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B5/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (B5/2)^2 / 3 +$$

$$-(St_v + Sq_v) \cdot (B5/2) - PD \cdot (B5/2 - Bd/2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_2	Mb	σ_2	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	146,58	132,68	-173,42	139,63	-80,44
	151,43	134,54	-172,77	142,98	-79,47
Q.P.	147,98	131,27	-163,87	139,63	-75,66
	147,98	131,27	-163,87	139,63	-75,66



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

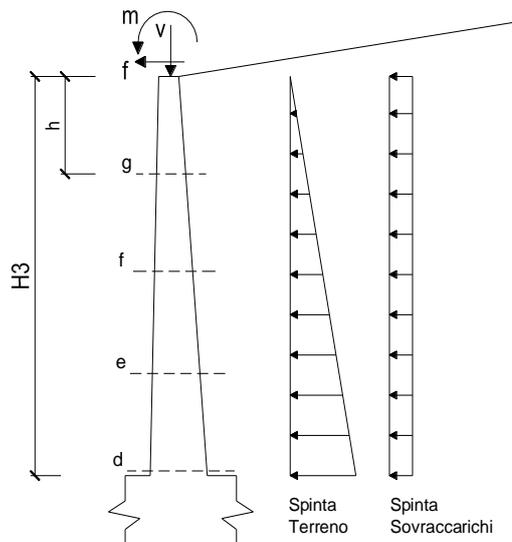
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



condizione Frequente

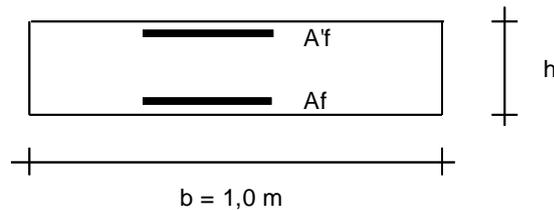
sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	4,30	59,48	90,77	0,00	150,25	0,20	53,75	53,95
e-e	3,23	25,09	51,06	0,00	76,15	0,20	40,31	40,51
f-f	2,15	7,43	22,69	0,00	30,13	0,20	26,88	27,08
g-g	1,08	0,93	5,67	0,00	6,60	0,20	13,44	13,64

condizione Quasi Permanente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	4,30	59,48	82,99	0,00	142,47	0,20	53,75	53,95
e-e	3,23	25,09	46,68	0,00	71,77	0,20	40,31	40,51
f-f	2,15	7,43	20,75	0,00	28,18	0,20	26,88	27,08
g-g	1,08	0,93	5,19	0,00	6,12	0,20	13,44	13,64

12.3.2 VERIFICHE

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	14,14	0,00	0,70	15,71	15,71	0,27	14,94	0,017	0,300
b - b	-173,42	0,00	0,70	15,71	15,71	3,37	183,21	0,213	0,300
c - c	-80,44	0,00	0,70	15,71	15,71	1,56	84,98	0,099	0,300
d - d	150,25	53,95	0,50	15,71	10,05	5,54	217,28	0,252	0,300
e - e	76,15	40,51	0,50	15,71	10,05	2,83	106,22	0,123	0,300
f - f	30,13	27,08	0,50	15,71	10,05	1,13	38,79	0,044	0,300
g - g	6,60	13,64	0,50	15,71	10,05	0,25	6,36	0,007	0,300

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	13,74	0,00	0,70	15,71	15,71	0,27	14,51	0,017	0,400
b - b	-163,87	0,00	0,70	15,71	15,71	3,18	173,12	0,201	0,400
c - c	-75,66	0,00	0,70	15,71	15,71	1,47	79,93	0,093	0,400
d - d	142,47	53,95	0,50	15,71	10,05	5,26	205,19	0,238	0,400
e - e	71,77	40,51	0,50	15,71	10,05	2,67	99,43	0,115	0,400
f - f	28,18	27,08	0,50	15,71	10,05	1,06	35,78	0,041	0,400
g - g	6,12	13,64	0,50	15,71	10,05	0,23	5,63	0,006	0,400

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

12.4 VERIFICHE TENSIONI

12.4.1 VALUTAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

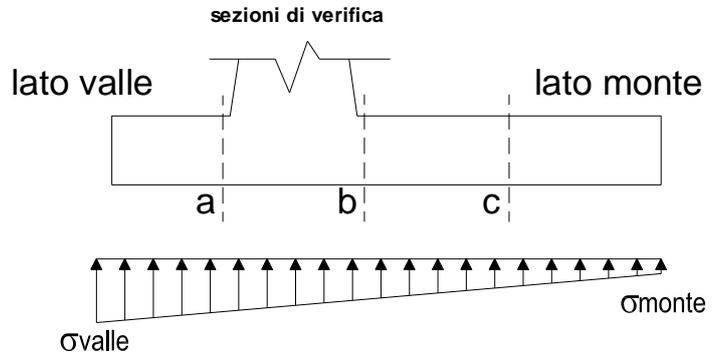
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 4,60 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 3,53 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	634,03	-26,41	130,34	145,32
	652,03	-35,41	131,71	151,79
sisma+	643,82	9,01	142,51	137,41
	643,82	9,01	142,51	137,41
sisma-	625,18	-3,50	134,92	136,90
	625,18	-3,50	134,92	136,90

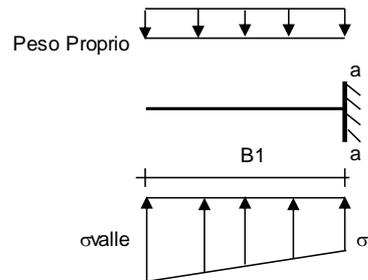


Mensola Lato Valle

$$PP = 17,50 \quad (kN/m)$$

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	130,34	131,97	14,17
	131,71	133,89	14,37
sisma+	142,51	141,96	15,57
	142,51	141,96	15,57
sisma-	134,92	135,13	14,72
	134,92	135,13	14,72



Mensola Lato Monte

$$PP = 17,50 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

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

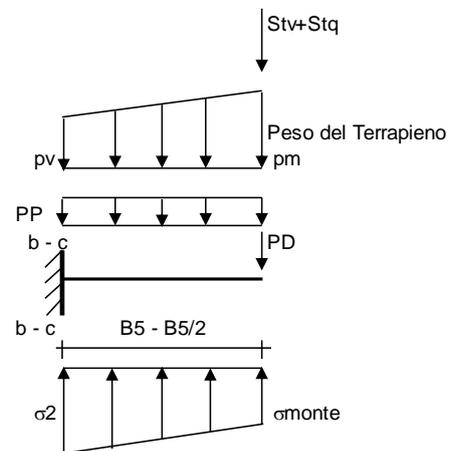
	Nmin	N max stat	N max sism ⁺	
pm	126,00	131,00	126,00	(kN/m ²)
pvb	126,00	131,00	126,00	(kN/m ²)
pvc	126,00	131,00	126,00	(kN/m ²)

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

$$-(St_v + Sq_v) \cdot B^2 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 +$$

$$-(St_v + Sq_v) \cdot (B_5 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$



caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	145,32	133,60	-179,05	139,46	-82,98
	151,79	136,07	-178,19	143,93	-81,69
sisma+	137,41	141,40	-212,49	139,40	-96,30
	137,41	141,40	-212,49	139,40	-96,30
sisma-	136,90	135,35	-198,91	136,12	-90,82
	136,90	135,35	-198,91	136,12	-90,82

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

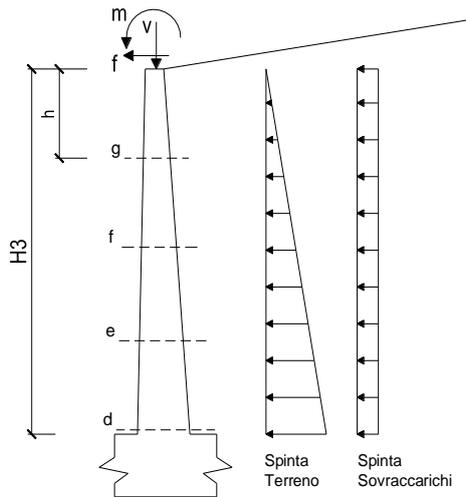
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

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

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



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	59,48	93,36	0,00	152,84	0,20	53,75	53,95
e-e	3,23	25,09	52,52	0,00	77,61	0,20	40,31	40,51
f-f	2,15	7,43	23,34	0,00	30,78	0,20	26,88	27,08
g-g	1,08	0,93	5,84	0,00	6,76	0,20	13,44	13,64

condizione sismica +

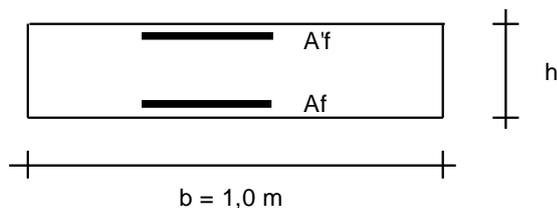
sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4,30	59,48	7,82	88,41	0,00	3,29	159,00	0,20	54,52	54,72
e-e	3,23	25,09	3,30	49,73	0,00	1,85	79,97	0,20	40,89	41,09
f-f	2,15	7,43	0,98	22,10	0,00	0,82	31,34	0,20	27,26	27,46
g-g	1,08	0,93	0,12	5,53	0,00	0,21	6,78	0,20	13,63	13,83

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	59,48	5,05	88,57	0,00	3,29	156,40	0,20	52,98	53,18
e-e	3,23	25,09	2,13	49,82	0,00	1,85	78,90	0,20	39,74	39,94
f-f	2,15	7,43	0,63	22,14	0,00	0,82	31,03	0,20	26,49	26,69
g-g	1,08	0,93	0,08	5,54	0,00	0,21	6,75	0,20	13,25	13,45

12.4.2 VERIFICHE

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	14,37	0,00	0,70	15,71	15,71	0,28	15,18
b - b	-179,05	0,00	0,70	15,71	15,71	3,48	189,16
c - c	-82,98	0,00	0,70	15,71	15,71	1,61	87,67
d - d	152,84	53,95	0,50	15,71	10,05	5,64	221,30
e - e	77,61	40,51	0,50	15,71	10,05	2,88	108,48
f - f	30,78	27,08	0,50	15,71	10,05	1,15	39,79
g - g	6,76	13,64	0,50	15,71	10,05	0,26	6,60

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	15,57	0,00	0,70	15,71	15,71	0,30	16,45
b - b	-212,49	0,00	0,70	15,71	15,71	4,13	224,49
c - c	-96,30	0,00	0,70	15,71	15,71	1,87	101,73
d - d	159,00	53,18	0,50	15,71	10,05	5,86	231,09
e - e	79,97	39,94	0,50	15,71	10,05	2,96	112,32
f - f	31,34	26,69	0,50	15,71	10,05	1,17	40,78
g - g	6,78	13,45	0,50	15,71	10,05	0,26	6,68

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

13 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI – MURO TIPO B

13.1 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_Y	γ_Y	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

13.2 DATI DI INPUT

OPERA Esempio

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="radio"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input 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

Carichi Agenti

			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	40,00	52,00	52,00
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0,00	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0,20	0,20	0,20
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0,00	0,00	0,00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	5,00	7,50	7,50
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0,00	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0,00	0,00	0,00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0,00	0,00	0,00
Coefficienti di combinazione		condizione frequente Ψ_1	0,75	condizione quasi permanente Ψ_2		0,00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0,00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0,00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0,00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0,00		

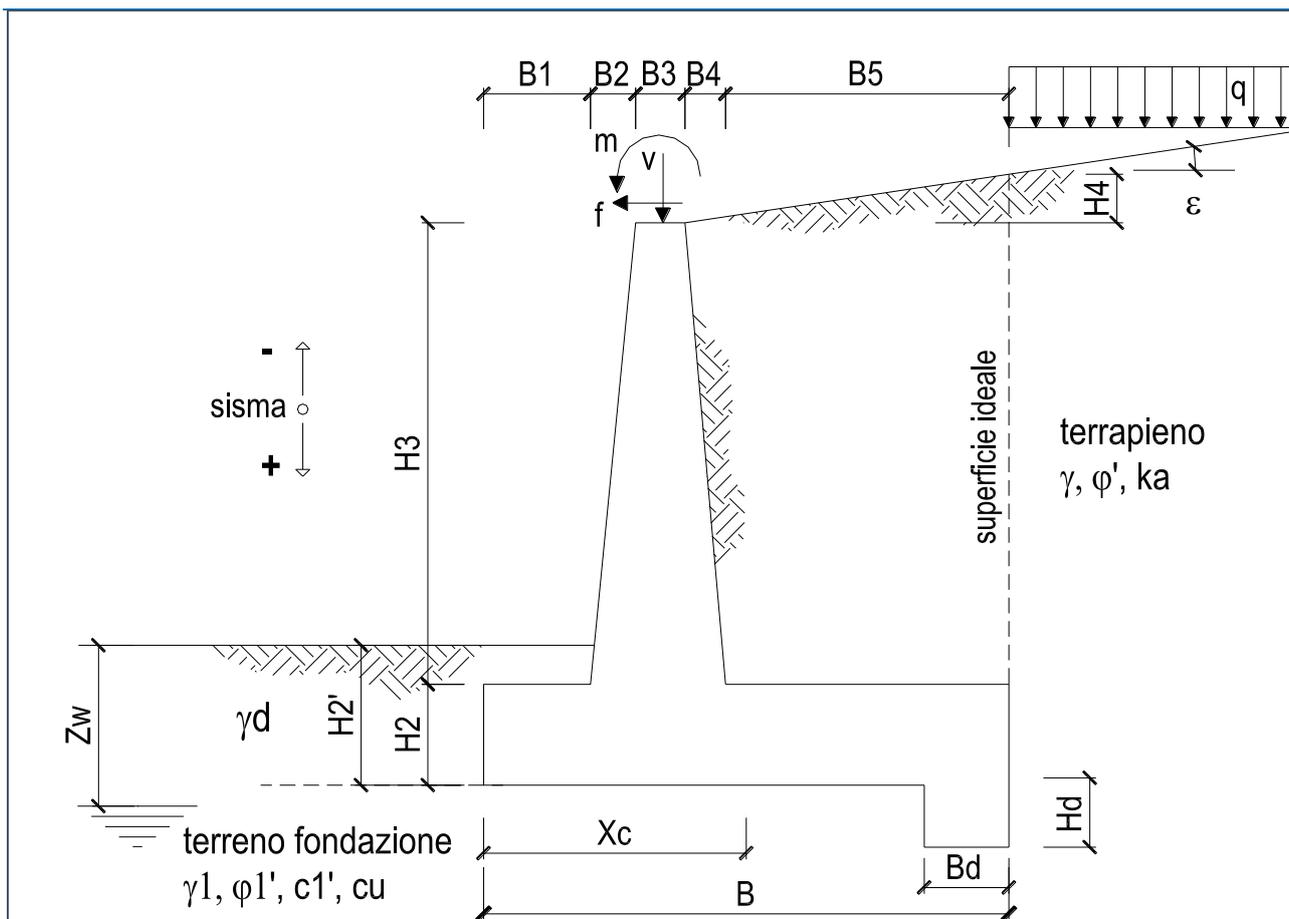
Dati geotecnici e sismici per le verifiche strutturali e geotecniche a carico limite e scorrimento:

Dati Geotecnici				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	35,00	35,00	35,00	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	20,00	20,00	20,00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	23,33	23,33	23,33	
Dati Terreno Fondazione	Condizioni			<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coazione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0,00	0,00	0,00	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	26,00	26,00	26,00	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	18,00	18,00	18,00	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	20,00	20,00	20,00	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	10,00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	15000			
Dati Sismici	Accelerazione sismica		a_g/g	0,05	(-)		
	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	0,0285	(-)		
	Coefficiente sismico verticale		kv	0,0143	(-)		
	Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no			
				SLE		STR/GEO	
Coefficienti di Spinta	Coef. di Spinta Attiva Statico	ka	0,244	0,244	0,244		
	Coef. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,260	0,260	0,260		
	Coef. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,261	0,261	0,261		
	Coef. Di Spinta Passiva	kp	2,561	2,561	2,561		
	Coef. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2,516	2,516	2,516		
	Coef. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2,514	2,514	2,514		

Dati geotecnici e sismici per le verifiche geotecniche a ribaltamento:

Dati Geotecnici			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	35,00	35,00	35,00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20,00	20,00	20,00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	23,33	23,33	23,33
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coazione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0,00	0,00	0,00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	26,00	26,00	26,00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	18,00	18,00	18,00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	20,00	20,00	20,00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	10,00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	15000		
Dati Sismici	Accelerazione sismica		a_g/g	0,05	(-)	
	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		kh	0,04275	(-)	
	Coefficiente sismico verticale		kv	0,0214	(-)	
	Muro libero di traslare o ruotare			<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no		
			SLE	STR/GEO	EQU	
Coefficienti di Spinta	Coef. di Spinta Attiva Statico	ka	0,244	0,244	0,244	
	Coef. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,269	0,269	0,269	
	Coef. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,270	0,270	0,270	
	Coef. Di Spinta Passiva	kp	2,561	2,561	2,561	
	Coef. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2,493	2,493	2,493	
	Coef. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2,490	2,490	2,490	

13.3 AZIONI SOLLECITANTI



OPERA Eempio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3,50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3,60	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0,60	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2,70	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1,80	(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)	35,00	35,00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	54,00	54,00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	89,00	89,00
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	189,00	189,00
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 =	qp * (B4+B5)	(kN/m)	108,00	140,40
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	297,00	329,40
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	q * (B4+B5)	(kN/m)	13,5	20,25
Sovr acc. Sism	qs * (B4+B5)	(kN/m)	0	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	24,50	24,50
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	97,20	97,20
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	121,70	121,70
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	425,25	425,25
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)	243,00	315,90
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	668,25	741,15
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	q * (B1+B2+B3+1/2 * (B4+B5))	(kNm/m)	30,375	45,5625
Sovr acc. Sism	qs * (B1+B2+B3+1/2 * (B4+B5))	(kNm/m)	0	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	Pm * kh	(kN/m)		3,80
Ps v =	Pm * kv	(kN/m)		1,90
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Pts h =	Pt * kh	(kN/m)		14,08
Pts v =	Pt * kv	(kN/m)		7,04
- 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)		3,52
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		0,69
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs h =	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)		4,21
- 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)		0,52
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)		2,08
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs v =	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)		2,60
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		18,99
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)		18,99
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0,5)$	(kNm/m)		9,09
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)		9,09

14 VERIFICHE GEOTECNICHE

14.1 CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta totale condizione statica					
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	41,09	53,41	53,41
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	40,08	52,11	52,11
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	5,01	7,52	7,52
- Componente orizzontale condizione statica					
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	37,73	49,04	49,04
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	36,80	47,85	47,85
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	4,60	6,90	6,90
- Componente verticale condizione statica					
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	16,27	21,15	21,15
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	15,88	20,64	20,64
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1,98	2,98	2,98
- Spinta passiva sul dente					
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d \right]$	(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)	51,56	67,02	67,02
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	58,58	76,16	76,16
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	75,45	98,09	98,09
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	9,43	14,15	14,15
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	57,15	74,30	74,30
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	7,14	10,72	10,72
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)	0,14	0,14	0,14

14.1.1 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (GEO)

Risultante forze verticali (N)				
N =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	463,37	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sth + Sqh + f$	103,79	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$tg \phi_1'$	0,49	(-)	
Fs scorr.	$(N \cdot f + Sp) / T$	2,18	>	1,1

14.1.2 VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr\ acc)$	463,37	483,62	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$St_h + Sq_h + f - Sp$	103,79	103,79	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	844,91	890,47	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	-10,84	-19,95	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kPa)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	26,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	8,00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	20,00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	-0,02	-0,04	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3,55	3,52	(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)	11,85		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	($2 + \pi$ in cond. nd)	22,25		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	12,54		(-)

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)	0,60	0,62	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,57	0,57	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * \cot(\phi)))^{m+1}$		0,47	0,47	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	226,05	229,52	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	1,73	>	1,4
		Nmax	1,67	>	

14.1.3 VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + Mfext3 \quad 862,99 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSP \quad 18,08 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Fs \text{ ribaltamento} \quad Ms / Mr \quad 47,72 \quad > \quad 1,15$$

14.2 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)	41,09	41,09	41,09
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)	3,31	3,31	3,31
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	42,70	42,70	42,70
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
- Componente orizzontale condizione sismica +					
Sst1h stat =	Sst1 stat $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	37,73	37,73	37,73
Sst1h sism =	Sst1 sism $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	3,04	3,04	3,04
Ssq1h perm =	Ssq1 perm $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	39,21	39,21	39,21
Ssq1h acc =	Ssq1 acc $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
- Componente verticale condizione sismica +					
Sst1v stat =	Sst1 stat $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	16,27	16,27	16,27
Sst1v sism =	Sst1 sism $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	1,31	1,31	1,31
Ssq1v perm =	Ssq1 perm $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	16,91	16,91	16,91
Ssq1v acc =	Ssq1 acc $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
- Spinta passiva sul dente					
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1 + k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^+ + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0,5} + \gamma_1' \cdot (1 + k_v) \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica +					
MSst1 stat =	Sst1h stat $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	51,56	51,56	51,56
MSst1 sism =	Sst1h sism $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	6,22	6,22	6,22
MSst2 stat =	Sst1v stat $\cdot B$	(kNm/m)	58,58	58,58	58,58
MSst2 sism =	Sst1v sism $\cdot B$	(kNm/m)	4,71	4,71	4,71
MSsq1 =	Ssq1h $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	80,38	80,38	80,38
MSsq2 =	Ssq1v $\cdot B$	(kNm/m)	60,89	60,89	60,89
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		SLE	STR/GEO	EQU	
Mfext1 =	mp + ms	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mfext2 =	(fp + fs) $\cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mfext3 =	(vp + vs) $\cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	0,14	0,14	0,14

14.2.1 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)					
N =	Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv		426,66	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)					
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh		91,89	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)					
f =	tgφ1'		0,49	(-)	
Fs =	(N * f + Sp) / T		2,26	>	1,1

14.2.2 VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	426,66	426,66	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	91,89		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	768,45	768,45	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	-0,46	-0,46	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	26,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	8,00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	20,00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,00	0,00	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3,60	3,60	(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)	11,85		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	($2 + \pi$ in cond. nd)	22,25		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	12,54		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B * c' \cotg(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0,62	0,62	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		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)	233,12	233,12	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	1,97	>	1,4
		Nmax	1,97	>	

14.2.3 VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + Mfext3 \quad 862,99 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts \quad 26,88 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Fr = Ms / Mr \quad \mathbf{32,11} \quad > \quad \mathbf{1,15}$$

14.3.2 VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	414,30	414,30	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp$	90,89		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	753,36	753,36	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$Xc * N - MM$	-7,61	-7,61	(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.	0,00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	26,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	8,00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H2'$	sovraccarico stabilizzante	20,00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	-0,02	-0,02	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3,56	3,56	(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)	11,85		(-)
$Nc = (Nq - 1) / tg(\phi)$	(2 + π in cond. nd)	22,25		(-)
$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * tg(\phi)$	(0 in cond. nd)	12,54		(-)

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	(-)
$ic = iq - (1 - iq) / (Nq - 1)$		0,57	0,57	(-)
$i\gamma = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\phi)))^{m+1}$		0,48	0,48	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	229,48	229,48	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim} * B* / N	Nmin	1,97	>	1,4
		Nmax	1,97	>	1,4

14.3.3 VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + Mfext3 \quad 862,99 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSp + MPs + Mpts \quad 49,54 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Fr = Ms / Mr \quad \mathbf{17,42} \quad > \quad \mathbf{1,15}$$

14.4 VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

14.4.1 DATI IN INPUT

Nella verifica di stabilità globale per tener conto del carico stradale in testa al rilevato si considera un carico accidentale a tergo del muro pari a $q = 30,00 \text{ kN/m}^2$.

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	20	35	0	RILEVATO
materiale 2	18	26	0	LIMO SABBIOSO (L5)
materiale 3	0	0	0	
materiale 4	0	0	0	

peso specifico acqua 9.81 [kN/m³]

azioni sismiche a/g 0,05 (-) S_b 1.5 k_b 0,0285 (-)
 β_s 0,38 S_T 1 k_s 0,0143 (-)

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

p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda	
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	100,000	100,000	0	100,900	104,100	0	70,000	100,000	0	70,000	99,000
1	70,000	100,000	1	102,900	104,100	1	120,000	100,000	1	120,000	99,000
2			2	110,400	109,100	2			2		
3			3	120,000	109,100	3			3		
4			4			4			4		
5			5			5			5		
6			6			6			6		
7			7			7			7		
8			8			8			8		
9			9			9			9		
10			10			10			10		

Sovraccarichi

	Q_{in}	Q_{in}	% sisma
sovraccarico 1	110,4	30	0%
sovraccarico 2			

Limiti ricerca superfici

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

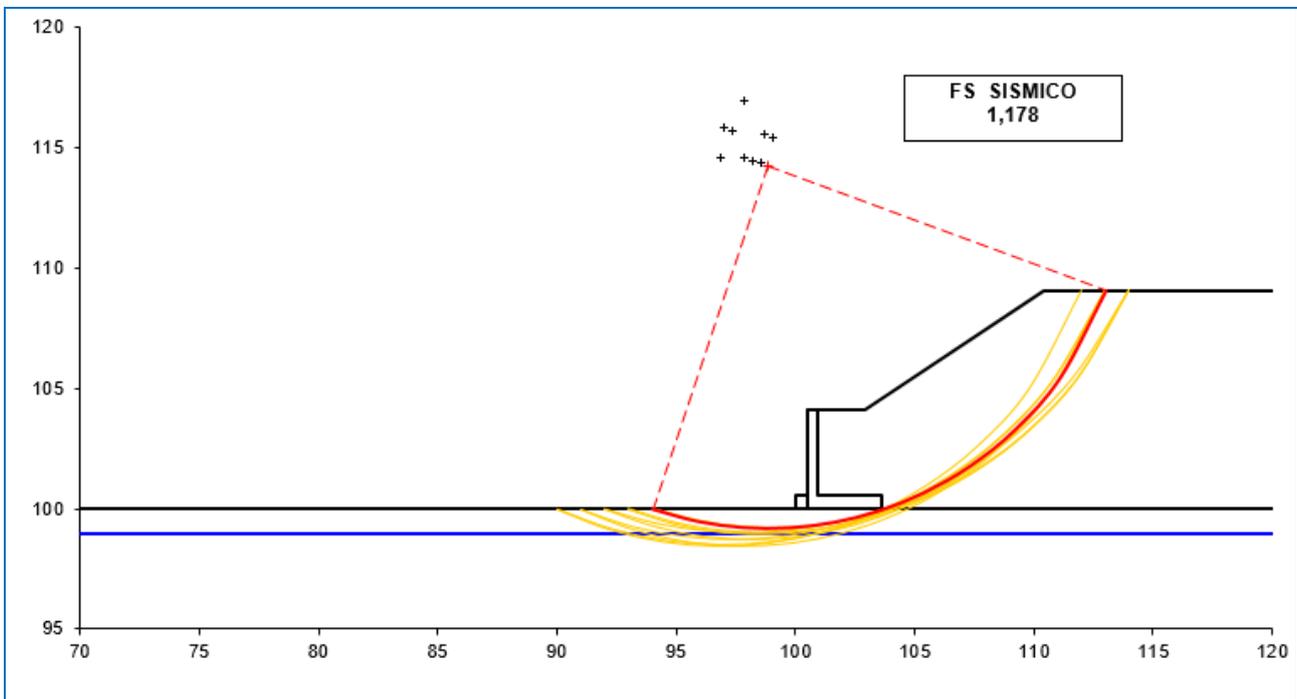
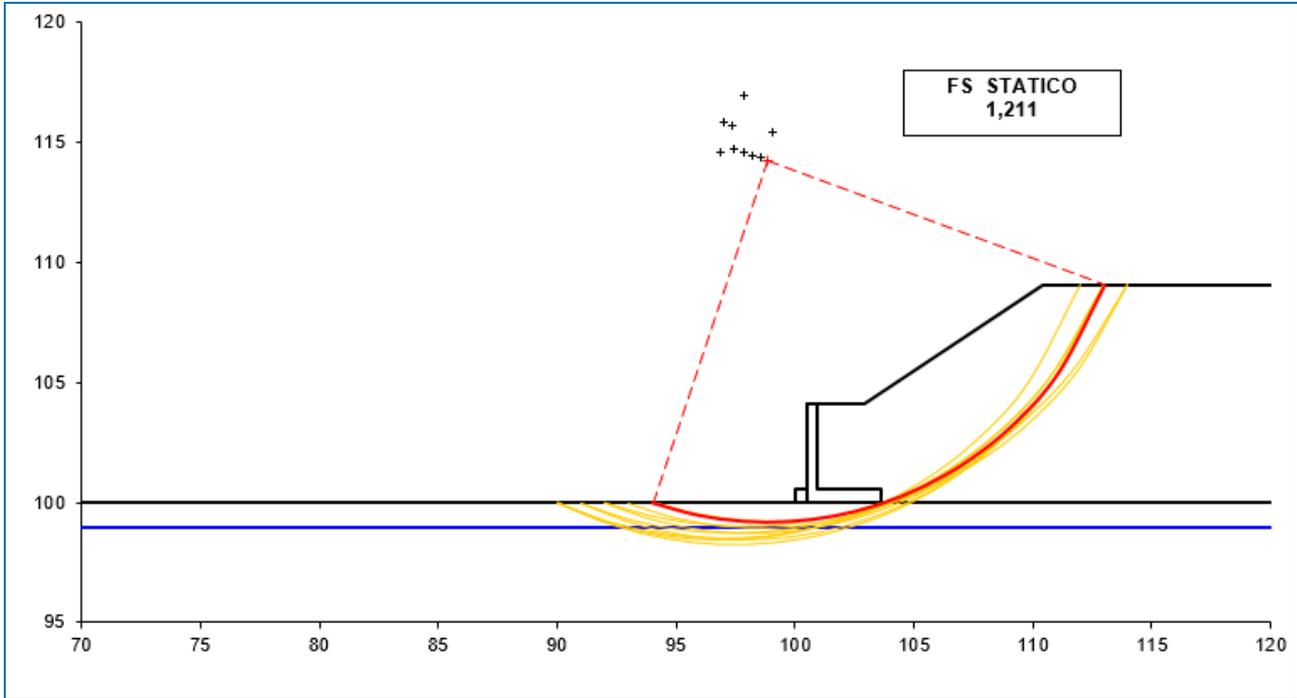
GEOMETRIA

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

14.4.2 VERIFICHE DI SICUREZZA

Di seguito viene riportato il coefficiente di sicurezza valutato con il metodo di Bishop:

#strisce	# Superfici Calcolate	FS Bishop	
30	725	STATICO	1,211
		SISMICO	1,178



15 VERIFICHE STRUTTURALI

15.1 ARMATURA MURO

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

- armatura verticale (armatura di forza):
 $\varnothing 16/20$ esterni
 $\varnothing 20/20$ interni (lato terreno)
- armatura longitudinale di ripartizione:
 $\varnothing 12/20$ esterni
 $\varnothing 12/20$ interni

Non è prevista alcuna specifica armatura a taglio. Verranno tuttavia disposte spille di legatura $\varnothing 10/40 \times 20$.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 40 mm.

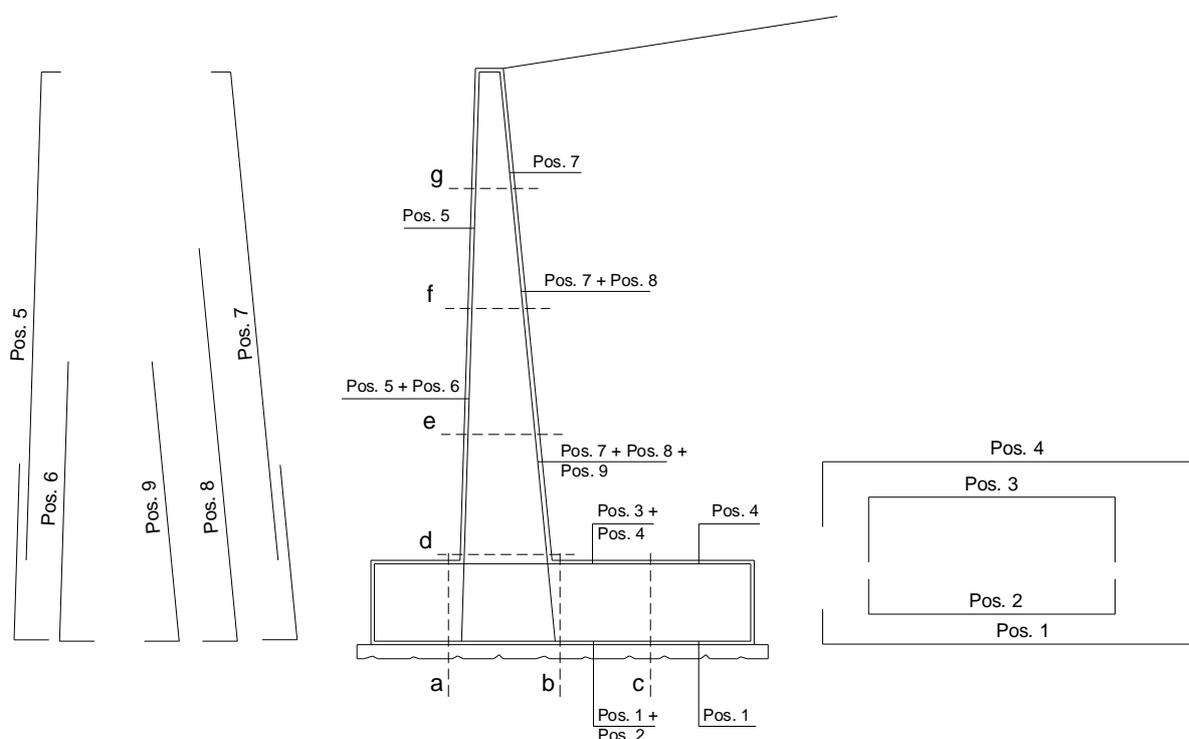
L'armatura della zattera di fondazione del muro è prevista come segue:

- armatura in direzione trasversale:
 $\varnothing 20/20$ superiori
 $\varnothing 20/20$ inferiori
- armatura in direzione longitudinale:
 $\varnothing 12/20$ superiori
 $\varnothing 12/20$ inferiori

Non è prevista alcuna specifica armatura a taglio. Verranno tuttavia disposti dei cavallotti $\varnothing 16/80 \times 40$.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 40 mm.

SCHEMA DELLE ARMATURE



15.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

15.2.1 VALUTAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

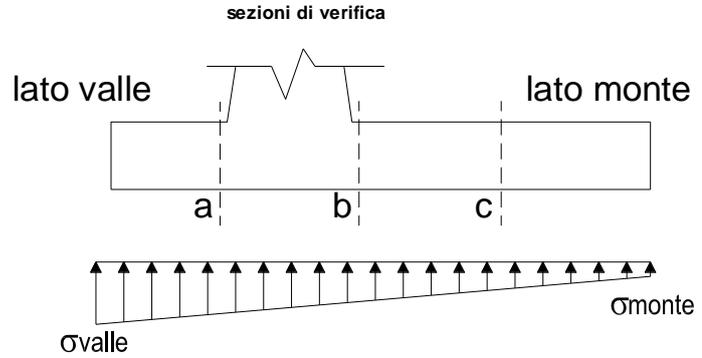
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3,60 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2,16 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	463,37	-10,84	123,70	133,73
	483,62	-19,95	125,10	143,58
sisma+	430,85	12,32	125,38	113,98
	430,85	12,32	125,38	113,98
sisma-	412,34	1,67	115,31	113,77
	412,34	1,67	115,31	113,77



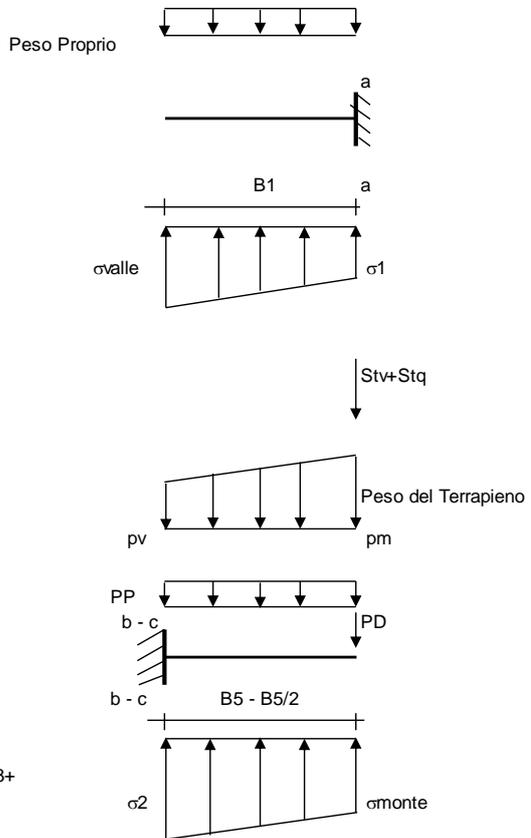
Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio. PP} = 15,00 \quad (kN/m)$$

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	123,70	125,09	13,65	54,70
	125,10	127,67	13,87	55,69
sisma+	125,38	123,80	13,69	55,03
	125,38	123,80	13,73	55,03
sisma-	115,31	115,10	12,57	50,00
	115,31	115,10	12,53	50,00



Mensola Lato Monte

$$PP = 15,00 \quad (kN/m^2)$$

$$PD = 0,00 \quad (kN/m)$$

peso proprio soletta fondazione
 peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	= 122,00	129,50	122,00	(kN/m ²)
pvb	= 122,00	129,50	122,00	(kN/m ²)
pvc	= 122,00	129,50	122,00	(kN/m ²)

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

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

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

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

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	133,73	126,20	-141,94	-63,76	129,97	-64,56	-51,72
	143,58	129,72	-141,08	-65,97	136,65	-63,39	-50,69
sisma+	113,98	122,53	-180,60	-94,22	118,26	-70,55	-67,85
	113,98	122,53	-180,60	-94,22	118,26	-70,55	-67,85
sisma-	113,77	114,93	-167,34	-88,34	114,35	-65,69	-62,11
	113,77	114,93	-167,34	-88,34	114,35	-65,69	-62,11

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

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

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

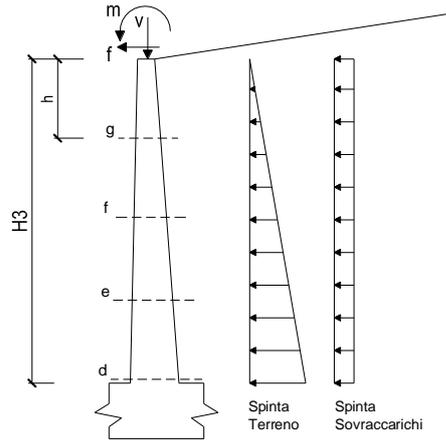
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

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

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



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	3,50	41,70	81,79	0,00	123,48	0,20	35,00	35,20
e-e	2,63	17,59	46,01	0,00	63,60	0,20	26,25	26,45
f-f	1,75	5,21	20,45	0,00	25,66	0,20	17,50	17,70
g-g	0,88	0,65	5,11	0,00	5,76	0,20	8,75	8,95

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,50	35,74	46,74	0,00	82,47
e-e	2,63	20,10	35,05	0,00	55,15
f-f	1,75	8,93	23,37	0,00	32,30
g-g	0,88	2,23	11,68	0,00	13,92

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t 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	3,50	32,07	6,41	60,41	0,00	2,62	101,51	0,20	35,75	35,95
e-e	2,63	13,53	2,70	33,98	0,00	1,47	51,69	0,20	26,81	27,01
f-f	1,75	4,01	0,80	15,10	0,00	0,65	20,57	0,20	17,87	18,07
g-g	0,88	0,50	0,10	3,78	0,00	0,16	4,54	0,20	8,94	9,14

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,50	27,49	3,66	34,52	0,00	1,50	67,17
e-e	2,63	15,46	2,06	25,89	0,00	1,12	44,54
f-f	1,75	6,87	0,92	17,26	0,00	0,75	25,80
g-g	0,88	1,72	0,23	8,63	0,00	0,37	10,95

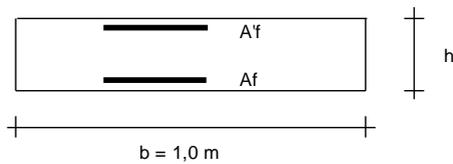
condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t 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	3,50	32,07	4,18	60,66	0,00	2,62	99,53	0,20	34,25	34,45
e-e	2,63	13,53	1,76	34,12	0,00	1,47	50,89	0,20	25,69	25,89
f-f	1,75	4,01	0,52	15,17	0,00	0,65	20,35	0,20	17,13	17,33
g-g	0,88	0,50	0,07	3,79	0,00	0,16	4,52	0,20	8,56	8,76

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,50	27,49	2,39	34,66	0,00	1,50	66,04
e-e	2,63	15,46	1,34	26,00	0,00	1,12	43,93
f-f	1,75	6,87	0,60	17,33	0,00	0,75	25,55
g-g	0,88	1,72	0,15	8,67	0,00	0,37	10,91

15.2.2 VERIFICHE

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	13,87	0,00	0,60	15,71	15,71	323,44
b - b	-167,24	0,00	0,60	15,71	15,71	323,44
c - c	-65,04	0,00	0,60	15,71	15,71	323,44
d - d	123,48	35,20	0,40	15,71	10,05	205,93
e - e	63,60	26,45	0,40	15,71	10,05	204,59
f - f	25,66	17,70	0,40	15,71	10,05	203,26
g - g	5,76	8,95	0,40	15,71	10,05	201,92

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	∅ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	55,69	0,60	211,57	16	80	40	21,8	304,26	Armatura a taglio non necessaria
b - b	89,53	0,60	211,57	16	80	40	21,8	304,26	Armatura a taglio non necessaria
c - c	61,90	0,60	211,57	16	80	40	21,8	304,26	Armatura a taglio non necessaria
d - d	82,47	0,40	176,08	10	40	20	21,8	302,53	Armatura a taglio non necessaria
e - e	55,15	0,40	174,93	10	40	20	21,8	302,53	Armatura a taglio non necessaria
f - f	32,30	0,40	173,78	10	40	20	21,8	302,53	Armatura a taglio non necessaria
g - g	13,92	0,40	172,63	10	40	20	21,8	302,53	Armatura a taglio non necessaria

15.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

15.3.1 VALUTAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

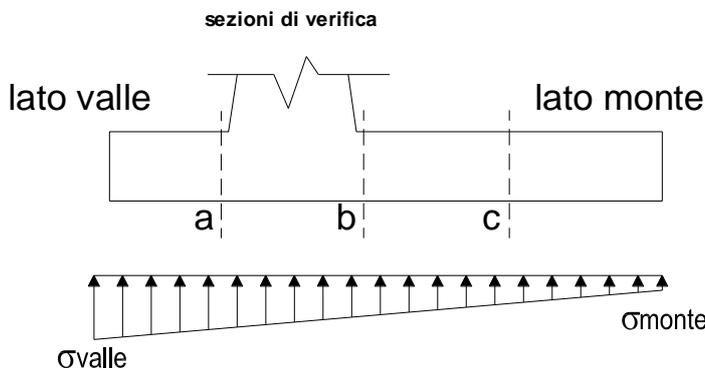
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3,60 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2,16 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	419,84	-21,40	106,72	126,53
	429,96	-25,95	107,42	131,45
Q.P.	418,35	-25,79	104,27	128,15
	418,35	-25,79	104,27	128,15

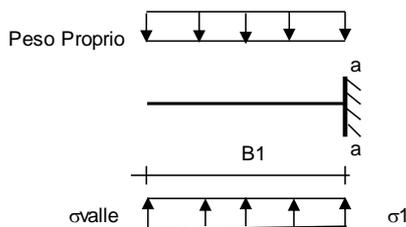


Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio. PP} = 15,00 \text{ (kN/m)}$$

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	106,72	109,47	11,58
	107,42	110,76	11,69
Q.P.	104,27	107,58	11,30
	104,27	107,58	11,30



Mensola Lato Monte

$$\text{PP} = 15,00 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

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

	Nmin	N max	N max	
		Freq	QP	
pm	= 110,00	113,75	110,00	(kN/m ²)
pvb	= 110,00	113,75	110,00	(kN/m ²)
pvc	= 110,00	113,75	110,00	(kN/m ²)

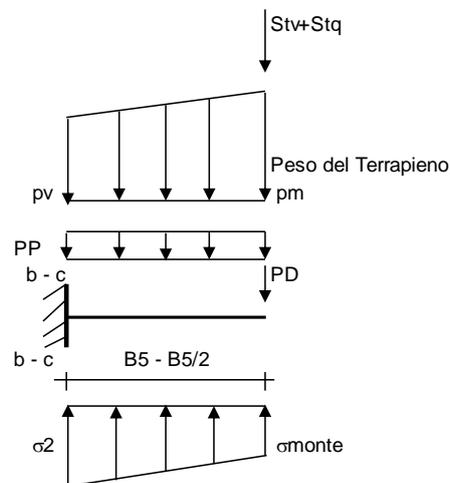
$$Mb = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B^2 / 3 +$$

$$-(St_v + Sq_v) \cdot B^2 - PD \cdot (B^2 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

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

$$-(St_v + Sq_v) \cdot (B/2) - PD \cdot (B/2 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	126,53	111,67	-103,31	119,10	-46,28
	131,45	113,43	-102,88	122,44	-45,69
Q.P.	128,15	110,24	-97,09	119,19	-43,25
	128,15	110,24	-97,09	119,19	-43,25



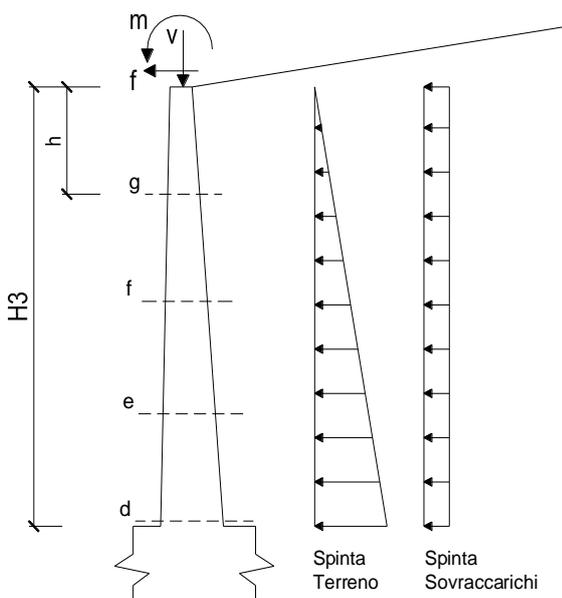
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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



condizione Frequente

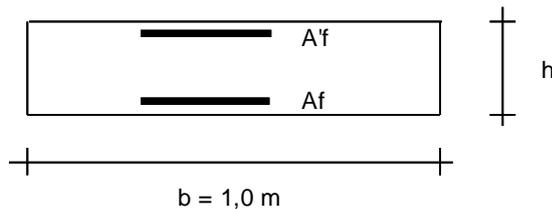
sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,50	32,07	60,14	0,00	92,21	0,20	35,00	35,20
e-e	2,63	13,53	33,83	0,00	47,36	0,20	26,25	26,45
f-f	1,75	4,01	15,03	0,00	19,04	0,20	17,50	17,70
g-g	0,88	0,50	3,76	0,00	4,26	0,20	8,75	8,95

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	3,50	32,07	54,98	0,00	87,06	0,20	35,00	35,20
e-e	2,63	13,53	30,93	0,00	44,46	0,20	26,25	26,45
f-f	1,75	4,01	13,75	0,00	17,75	0,20	17,50	17,70
g-g	0,88	0,50	3,44	0,00	3,94	0,20	8,75	8,95

15.3.2 VERIFICHE

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	11,69	0,00	0,60	15,71	15,71	0,30	14,71	0,017	0,300
b - b	-103,31	0,00	0,60	15,71	15,71	2,61	129,94	0,151	0,300
c - c	-46,28	0,00	0,60	15,71	15,71	1,17	58,21	0,068	0,300
d - d	92,21	35,20	0,40	15,71	10,05	5,11	176,05	0,175	0,300
e - e	47,36	26,45	0,40	15,71	10,05	2,64	87,88	0,087	0,300
f - f	19,04	17,70	0,40	15,71	10,05	1,07	33,22	0,033	0,300
g - g	4,26	8,95	0,40	15,71	10,05	0,24	5,99	0,006	0,300

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	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	11,30	0,00	0,60	15,71	15,71	0,29	14,21	0,017	0,400
b - b	-97,09	0,00	0,60	15,71	15,71	2,46	122,12	0,142	0,400
c - c	-43,25	0,00	0,60	15,71	15,71	1,09	54,40	0,063	0,400
d - d	87,06	35,20	0,40	15,71	10,05	4,82	165,61	0,165	0,400
e - e	44,46	26,45	0,40	15,71	10,05	2,48	82,01	0,081	0,400
f - f	17,75	17,70	0,40	15,71	10,05	1,00	30,62	0,030	0,400
g - g	3,94	8,95	0,40	15,71	10,05	0,22	5,35	0,005	0,400

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

15.4 VERIFICHE TENSIONI

15.4.1 VALUTAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

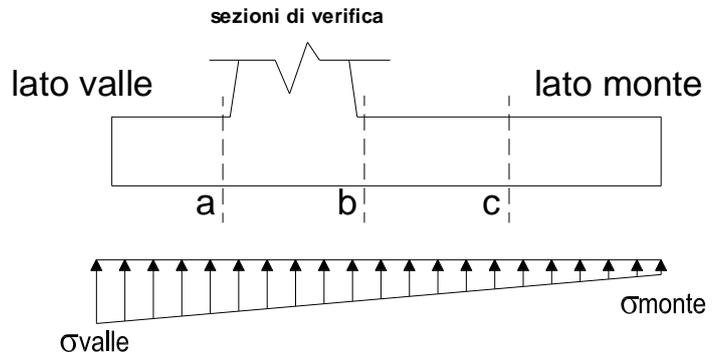
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3,60 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2,16 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	420,33	-18,15	108,36	125,16
	433,83	-24,22	109,30	131,72
sisma+	430,85	12,32	125,38	113,98
	430,85	12,32	125,38	113,98
sisma-	412,34	1,67	115,31	113,77
	412,34	1,67	115,31	113,77

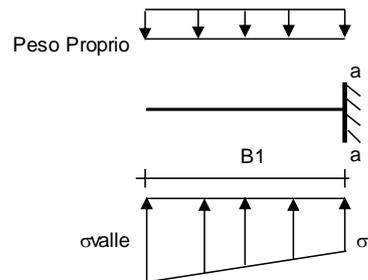


Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio. PP} = 15,00 \text{ (kN/m)}$$

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	108,36	110,69	11,77
	109,30	112,41	11,92
sisma+	125,38	123,80	13,69
	125,38	123,80	13,69
sisma-	115,31	115,10	12,57
	115,31	115,10	12,57



Mensola Lato Monte

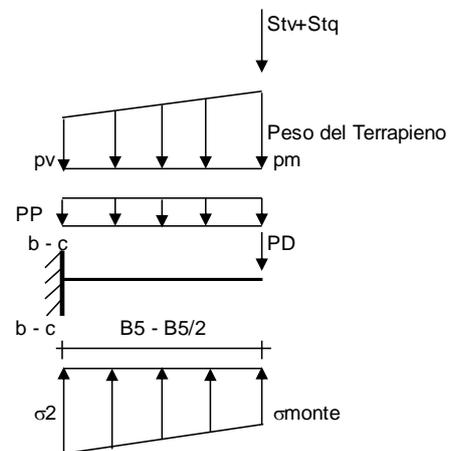
$$PP = 15,00 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

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

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	110,00	115,00	110,00	(kN/m ²)
pvb	110,00	115,00	110,00	(kN/m ²)
pvc	110,00	115,00	110,00	(kN/m ²)

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

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



caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	125,16	112,56	-106,89	118,86	-47,85
	131,72	114,90	-106,32	123,31	-47,07
sisma+	113,98	122,53	-135,93	118,26	-59,38
	113,98	122,53	-135,93	118,26	-59,38
sisma-	113,77	114,93	-124,53	114,35	-54,99
	113,77	114,93	-124,53	114,35	-54,99

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

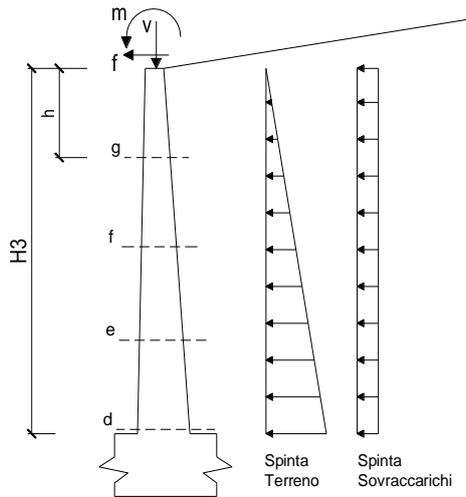
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

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

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



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	3,50	32,07	61,86	0,00	93,93	0,20	35,00	35,20
e-e	2,63	13,53	34,79	0,00	48,32	0,20	26,25	26,45
f-f	1,75	4,01	15,46	0,00	19,47	0,20	17,50	17,70
g-g	0,88	0,50	3,87	0,00	4,37	0,20	8,75	8,95

condizione sismica +

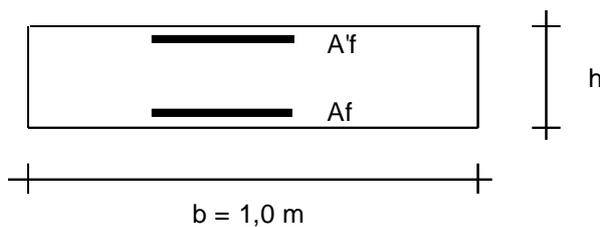
sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,50	32,07	4,22	58,57	0,00	1,75	96,61	0,20	35,50	35,70
e-e	2,63	13,53	1,78	32,95	0,00	0,98	49,24	0,20	26,62	26,82
f-f	1,75	4,01	0,53	14,64	0,00	0,44	19,62	0,20	17,75	17,95
g-g	0,88	0,50	0,07	3,66	0,00	0,11	4,34	0,20	8,87	9,07

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	3,50	32,07	2,73	58,68	0,00	1,75	95,22	0,20	34,50	34,70
e-e	2,63	13,53	1,15	33,01	0,00	0,98	48,67	0,20	25,88	26,08
f-f	1,75	4,01	0,34	14,67	0,00	0,44	19,46	0,20	17,25	17,45
g-g	0,88	0,50	0,04	3,67	0,00	0,11	4,32	0,20	8,63	8,83

15.4.2 VERIFICHE

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
e-e	pos 5-6-7-8
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	11,92	0,00	0,60	15,71	15,71	0,30	14,99
b - b	-106,89	0,00	0,60	15,71	15,71	2,70	134,45
c - c	-47,85	0,00	0,60	15,71	15,71	1,21	60,19
d - d	93,93	35,20	0,40	15,71	10,05	5,20	179,53
e - e	48,32	26,45	0,40	15,71	10,05	2,69	89,84
f - f	19,47	17,70	0,40	15,71	10,05	1,09	34,09
g - g	4,37	8,95	0,40	15,71	10,05	0,25	6,20

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	12,89	0,00	0,60	15,71	15,71	0,33	16,21
b - b	-122,87	0,00	0,60	15,71	15,71	3,11	154,55
c - c	-53,95	0,00	0,60	15,71	15,71	1,37	67,87
d - d	96,61	34,70	0,40	15,71	10,05	5,35	185,11
e - e	49,24	26,08	0,40	15,71	10,05	2,74	91,80
f - f	19,62	17,45	0,40	15,71	10,05	1,10	34,45
g - g	4,34	8,83	0,40	15,71	10,05	0,25	6,18

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