



**COMUNE DI ROCCAGLORIOSA
(capofila)
E COMUNE DI CELLE DI BULGHERIA**



PROVINCIA DI SALERNO

**LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DELLE SP.19, SP.17 E SP.62 CON REALIZZAZIONE DI NUOVI MARCIAPIEDI, DI INTEGRAZIONE DELLA SEGNALETICA VERTICALE ED ORIZZONTALE CON SISTEMI AD ALTA VISIBILITA' E MIGLIORAMENTO DEL SISTEMA DI DISCIPLINA DELLE ACQUE PLUVIALI CON CONTESTUALE MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO
- PROGETTO ESECUTIVO - I STRALCIO**



Elaborato n°

RE.05

TITOLO ELABORATO :

Relazione geotecnica sulle opere di mitigazione del rischio idrogeologico e di calcolo delle opere di sostegno e di fondazione

PROGETTAZIONE:

IL R.U.P.:

-

DATA

DICEMBRE 2024

PROT.

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

CONFERMATO

APPROVATO

0

EMISSIONE PER APPROVAZIONE

MARZO 2024

...

...

...

1

EMISSIONE I STRALCIO PER APPROVAZIONE

DICEMBRE 2024

...

...

...



Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico

PROGETTO ESECUTIVO – I STRALCIO

SOMMARIO

1	INTRODUZIONE	2
----------	---------------------------	----------



Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico

PROGETTO ESECUTIVO – I STRALCIO

1 INTRODUZIONE

Di seguito si rimette la “relazione geotecnica sulle opere di mitigazione del rischio idrogeologico e di calcolo delle opere di sostegno e di fondazione” relativa al progetto generale di ***“Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico”*** approvato; nel corpo della relazione con riferimento al presente PROGETTO ESECUTIVO I STRALCIO occorre tenere conto solo dei tratti oggetti di intervento indicati nei seguenti stralci planimetrici.

Gli interventi di I stralcio sono gli interventi ritenuti più urgenti ai fini della messa in sicurezza e riguardano le seguenti progressive:

TRATTO I – Roccagloriosa

Da sezione 12a (progressiva 162,00 ml) a sezione 80 (progressiva 1569,00)

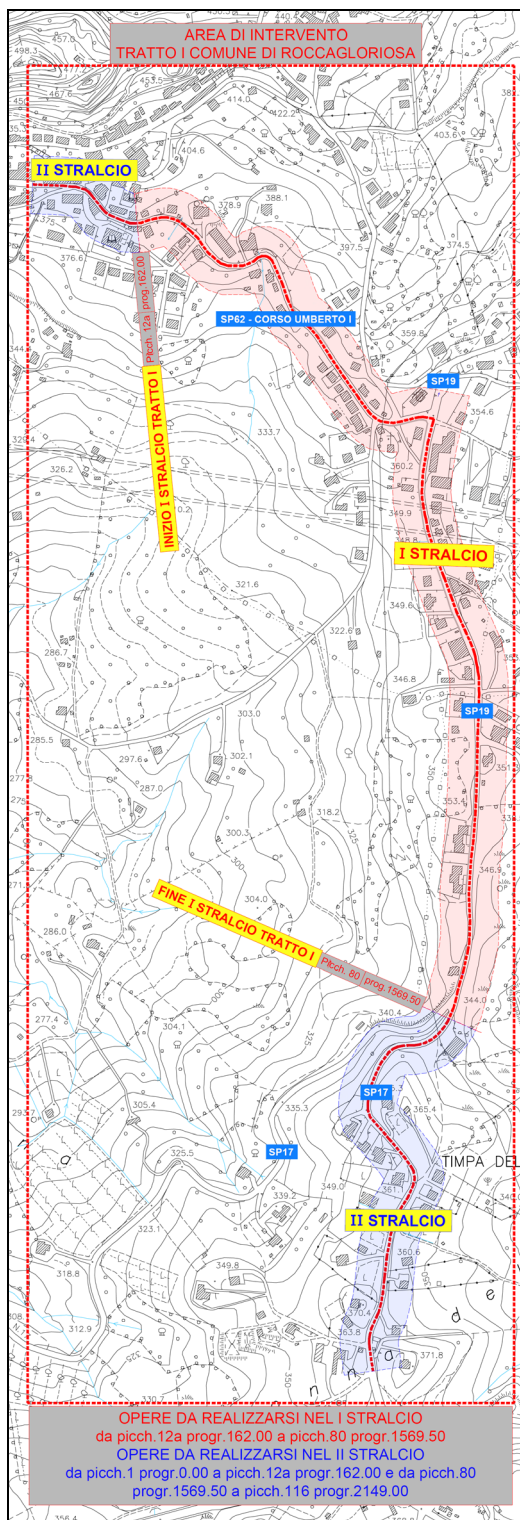
TRATTO III – frazione di Poderia di Celle di Bulgheria

Da sezione 8 (progressiva 214,60 ml) a sezione 38 (progressiva 1177,00)



Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico

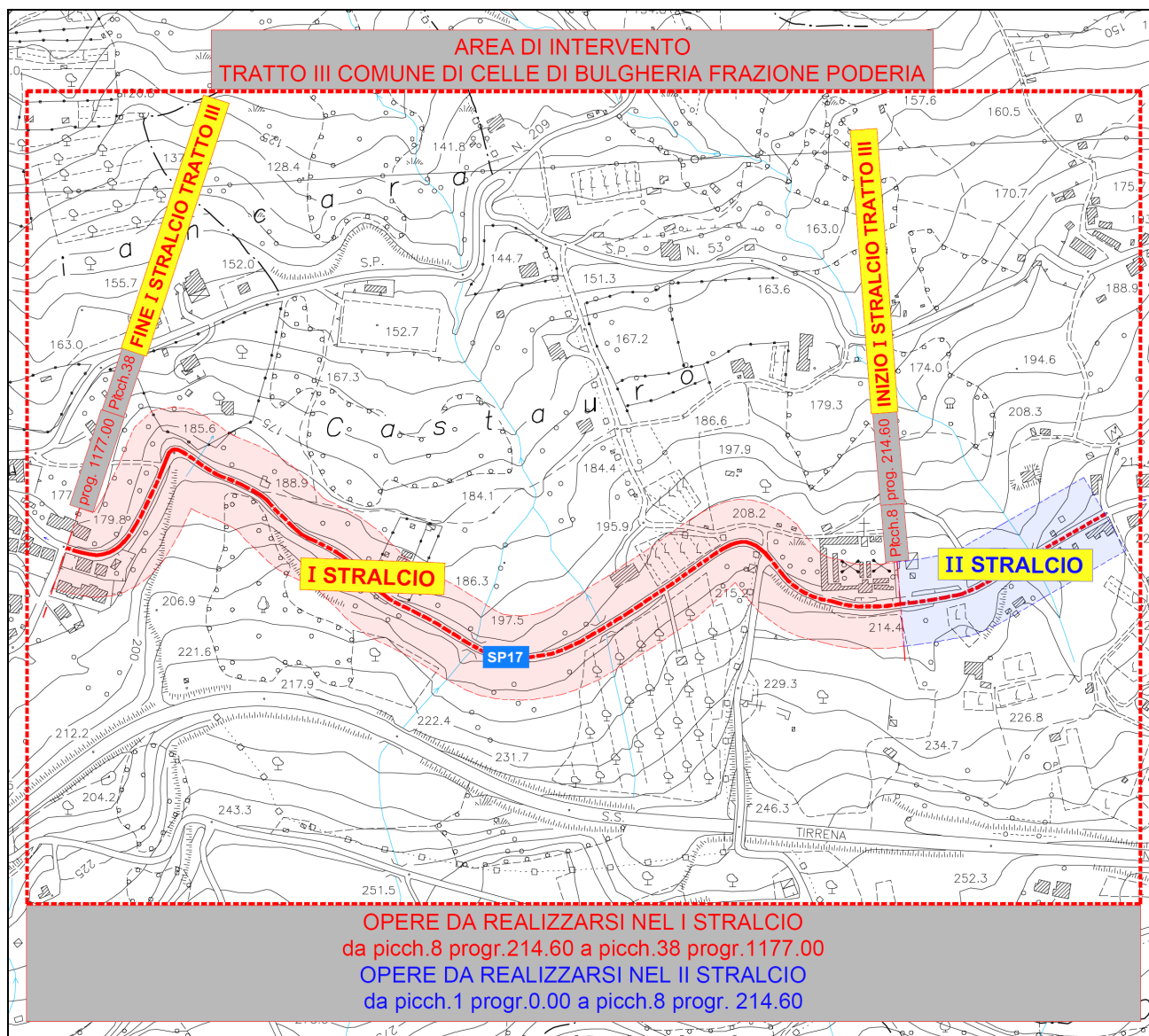
PROGETTO ESECUTIVO – I STRALCIO





Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico

PROGETTO ESECUTIVO – I STRALCIO





COMUNE DI ROCCAGLORIOSA
(capofila)
E COMUNE DI CELLE DI BULGHERIA



PROVINCIA DI SALERNO

LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DELLE SP.19, SP.17 E SP.62 CON REALIZZAZIONE DI NUOVI MARCIAPIEDI, DI INTEGRAZIONE DELLA SEGNALETICA VERTICALE ED ORIZZONTALE CON SISTEMI AD ALTA VISIBILITA' E MIGLIORAMENTO DEL SISTEMA DI DISCIPLINA DELLE ACQUE PLUVIALI CON CONTESTUALE MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO
- PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA -



Elaborato n°

RE.05

TITOLO ELABORATO :

Relazione geotecnica sulle opere di mitigazione del rischio idrogeologico e di calcolo delle opere di sostegno e di fondazione

PROGETTAZIONE:

IL R.U.P.:

DATA

MARZO 2024

PROT.

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

CONFERMATO

APPROVATO

0

EMISSIONE PER APPROVAZIONE

MARZO 2024

...

...

...

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

INDICE

1	PREMESSA	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3	REFERENZE TECNICHE (CAP. 12 D.M. 17.01.2018).....	3
4	UNITÀ DI MISURA.....	3
5	INQUADRAMENTO TERRITORIALE ED UBICAZIONE DEGLI INTERVENTI	5
5.1	UBICAZIONE DEGLI INTERVENTI	5
6	CLASSIFICAZIONE AI SENSI DEL DECRETO N.3685/03 DEL CAPO DIPARTIMENTO PROTEZIONE CIVILE E D.G.R.C. N.3573/03	6
7	RELAZIONE TECNICA GENERALE.....	9
7.1	INTERVENTI PREVISTI IN PROGETTO.....	9
7.2	ANALISI DEI CARICHI DEI MANUFATTI	14
7.2.1	<i>Palificata intervento 22.....</i>	<i>14</i>
7.3	COMBINAZIONI DI CARICO (AI SENSI DEL DM 17.01.2018).....	14
8	RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO DI COSTRUZIONE	15
8.1	STATI LIMITE	15
8.2	REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE (EDIFICI DI NUOVA REALIZZAZIONE)	16
8.3	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA COSTRUZIONI ESISTENTI	16
8.4	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA COSTRUZIONI ESISTENTI IN MURATURA	16
8.5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI	16
8.6	APPROCCIO SEMPLIFICATO PER LA STIMA DEGLI EFFETTI DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	18
8.6.1	<i>Categoria sottosuolo.....</i>	<i>20</i>
8.6.2	<i>Categoria topografica.....</i>	<i>20</i>
8.6.3	<i>Vita Nominale.....</i>	<i>20</i>
8.6.4	<i>Classe d'uso e Coefficiente d'uso</i>	<i>21</i>
8.6.5	<i>Regolarità manufatti</i>	<i>21</i>
8.7	PARAMETRI SISMICI DEI MANUFATTI DI PROGETTO E SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI	23
8.7.1	<i>Parametri sismici – ubicazione più sfavorevole (comune di Roccagloriosa)</i>	<i>23</i>
8.7.2	<i>RELAZIONE SUI MATERIALI DA IMPIEGARE.....</i>	<i>24</i>
8.8	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLE STRUTTURE EX NOVO	24
8.9	CALCESTRUZZO ARMATO	24
8.10	ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE.....	27
9	RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI.....	28
9.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	28
9.2	MORFOLOGIA, GEOLOGIA E IDROGEOLOGIA	28
9.3	INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA	28
9.3.1	<i>Stratigrafia e parametri geotecnici.....</i>	<i>28</i>
9.3.2	<i>Sismicità dell'area e caratterizzazione sismica dei terreni.....</i>	<i>31</i>
9.4	LOCALIZZAZIONE DEL LIVELLO IDRICO DI FALDA	31
9.5	METODOLOGIE DI SCAVO DELLE FONDAZIONI, STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO E PRESCRIZIONI IN GENERE.....	31
9.6	STABILITÀ GLOBALE DELL'INTERVENTO	33
9.7	TENSIONE AMMISSIBILE DEL TERRENO DI FONDAZIONE E CARICO LIMITE	33
10	RELAZIONE DI CALCOLO – MURI DI SOSTEGNO.....	34
10.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTI	34
10.2	CALCOLO DELLE SPINTE	34
10.3	COMBINAZIONI DI CARICO	36
10.4	VERIFICA AL RIBALTAMENTO	36
10.5	VERIFICA ALLO SCORRIMENTO	37
10.6	CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE.....	37
10.7	MURI IN CALCESTRUZZO A MENSOLA	39
10.8	CALCOLO DEI CEDIMENTI DEL TERRAPIENO A MONTE.....	39
11	SOFTWARE UTILIZZATI E TIPO DI ELABORATORE	40
11.1	SOFTWARE UTILIZZATO	40
11.2	ELABORATORE UTILIZZATO	40
11.3	CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI.....	40
11.4	VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ	40
11.5	PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO	40
12	CONCLUSIONI.....	42
13	ALLEGATI E FASCICOLO DEI CALCOLI E RELAZIONE SINTETICA DEI RISULTATI	43
	ALLEGATO 4 – MURI DI SOSTEGNO	43

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

1 PREMESSA

Nel presente fascicolo sono contenuti i calcoli delle strutture relative al progetto in epigrafe *“Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico, eseguiti in conformità alle Norme Tecniche emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici ai sensi del D.M. 17.01.2018 tenendo presente le caratteristiche, le qualità e le dosature dei materiali da impegnarsi nelle opere da costruire.*

In particolare la presente relazione riguarda il progetto e verifica strutturale, geotecnica e delle fondazioni dei muri di sostegno previsti in progetto nei territori dei Comuni di Roccagloriosa e celle di Bulgheria.

All'interno del presente fascicolo sono contenuti tutti gli elaborati descrittivi per il calcolo delle strutture necessari per il la denuncia di lavori per il deposito sismico “MOD. D vers. mar. 2018” quali:

- Relazione tecnica generale (cfr. par.C.10.1, Circ. Min. Infr. 7/19)
- Relazione sulla modellazione sismica del sito di costruzione (cfr. par.C10.1 e par. C.3.2, Circ. Min. Infr. 7/19)
- Relazione sui materiali da impiegare (cfr. par.C.10.1, Circ. Min. Infr. 617/09)
- Relazione geotecnica e sulle fondazioni (cfr. par.C.10.1 e par.C.6.2.2 Circ. Min. Infr. 7/19)
- Relazione di calcolo strutturale (cfr. par.C.10.1, Circ. Min. Infr. 7/19)
- Relazione sintetica (cfr. par.C.10.1 e C.10.2, Circ. Min. Infr. 7/19)
- Fascicoli dei calcoli – cfr. allegati (cfr. par.C.10.1 e C.10.2, Circ. Min. Infr. 7/19)

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la progettazione e la costruzione delle opere in oggetto si fa riferimento alla seguente normativa:

- Legge 5/11/71 n. 1086: Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;
- D.M. 9 Gennaio 96: Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche;
- Circolare 15/10/1996 N.252: Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche» di cui al D.M. 9/01/1996;
- D.M. 16 Gennaio 96: Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;
- Circolare 4/7/1996 N.156: Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi» di cui al D.M. 16/01/1996;
- D.M. 11/03/1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- Circolare 24/09/1988 N. 30483: Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione» di cui al D.M. 11/03/1988;
- D.M. LL.PP. 4/5/90: Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali;
- Circolare Min. LL.PP. 25/2/91 n. 34233: Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali;
- Legge 02.02.1974 n. 64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- Circolare Min. LL.PP. 10/04/97 n° 65 AA.GG.: Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche” di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996;
- Decreto Ministeriale Infrastrutture 14 gennaio 2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Circolare del 02.02.2009 n.617/C.S.LL.PP. “Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M.14.01.2008”;
- **Decreto Ministeriale Infrastrutture 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”;**
- **Circolare del 21.01.2019 n.7/C.S.LL.PP. “Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M.17.01.2018”.**

Il riferimento al DM 09/01/1996 e collegate è da intendersi riferito solo per opere e strutture preesistenti.

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

3 REFERENZE TECNICHE (CAP. 12 D.M. 17.01.2018)

- UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.
- UNI EN 1993-1-1 - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1995-1 – Costruzioni in legno
- UNI EN 1998-1 – Azioni sismiche e regole sulle costruzioni
- UNI EN 1998-5 – Fondazioni ed opere di sostegno

4 UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura non sono in linea con la direttiva 80/181/CEE recepita anche dall'Italia, per scelta progettuale; le molteplici esperienze di cantiere hanno indotto il progettista a mantenere il sistema nazionale in quanto per quanto possibile gli operativi di cantiere continuano ad avere molteplici difficoltà. Al fine di ottemperare alle indicazioni della Direttiva CEE in materia si riportano le unità fondamentali e secondarie del Sistema Internazionale e la tabella di conversione delle grandezze utilizzate dal vecchio Sistema Nazionale Utilizzato nei tabulati di calcolo a quello del Sistema Internazionale (SI).

Nel sistema internazionale le unità fondamentali sono le seguenti:

Grandezza fisica	Simbolo della grandezza fisica	Nome dell'unità SI	Simbolo dell'unità SI
<u>Intensità di corrente elettrica</u>	I, i	<u>ampere</u>	A
<u>Intensità luminosa</u>	I_v	<u>candela</u>	cd
<u>Lunghezza</u>	l	<u>metro</u>	m
<u>Massa</u>	m	<u>chilogrammo</u>	kg
<u>Quantità di sostanza</u>	n	<u>mole</u>	mol
<u>Temperatura termodinamica</u>	T	<u>kelvin</u>	K
<u>Intervallo di tempo</u>	t	<u>secondo</u>	s

Grandezza fisica	Simbolo della grandezza fisica	Nome dell'unità SI	Simbolo dell'unità SI	Equivalenza in termini di unità fondamentali SI	
Nomi e simboli speciali					
<u>frequenza</u>	f, ν	<u>hertz</u>	Hz	s^{-1}	
<u>forza</u>	F	<u>newton</u>	N	$kg \cdot m \cdot s^{-2}$	
<u>pressione</u>	p	<u>pascal</u>	Pa	$N \cdot m^{-2}$	$kg \cdot m^{-1} \cdot s^{-2}$
<u>energia, lavoro, calore, entalpia</u>	$E, W/L, Q, H$	<u>joule</u>	J	$N \cdot m$	$kg \cdot m^2 \cdot s^{-2}$
<u>potenza</u>	P	<u>watt</u>	W	$J \cdot s^{-1}$	$kg \cdot m^2 \cdot s^{-3}$
<u>viscosità dinamica</u>	μ, η	<u>poiseuille</u>	Pl	$Pa \cdot s$	$m^{-1} \cdot kg \cdot s^{-1}$
<u>carica elettrica</u>	q	<u>coulomb</u>	C	$A \cdot s$	
<u>potenziale elettrico, forza elettromotrice, tensione elettrica</u>	V, fem	<u>volt</u>	V	$J \cdot C^{-1}$	$m^2 \cdot kg \cdot s^{-3} \cdot A^{-1}$
<u>resistenza elettrica</u>	R	<u>ohm</u>	Ω	$V \cdot A^{-1}$	$m^2 \cdot kg \cdot s^{-3} \cdot A^{-2}$
<u>conduttanza elettrica</u>	G	<u>siemens</u>	S	$A \cdot V^{-1}$	$s^3 \cdot A^2 \cdot m^{-2} \cdot kg^{-1}$
<u>capacità elettrica</u>	C	<u>farad</u>	F	$C \cdot V^{-1}$	$s^4 \cdot A^2 \cdot m^{-2} \cdot kg^{-1}$

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

<u>densità flusso magnetico</u>	B	<u>tesla</u>	T	$V \cdot s \cdot m^{-2}$	$kg \cdot s^{-2} \cdot A^{-1}$
<u>flusso magnetico</u>	$\Phi(B)$	<u>weber</u>	Wb	$V \cdot s$	$m^2 \cdot kg \cdot s^{-2} \cdot A^{-1}$
<u>induttanza</u>	L	<u>henry</u>	H	$V \cdot s \cdot A^{-1}$	$m^2 \cdot kg \cdot s^{-2} \cdot A^{-2}$
<u>temperatura</u>	T	<u>grado Celsius</u>	°C	K	
<u>angolo piano</u>	α, φ, θ	<u>radiante</u>	rad	1	$m \cdot m^{-1}$
<u>angolo solido</u>	Ω	<u>steradiane</u>	sr	1	$m^2 \cdot m^{-2}$
<u>flusso luminoso</u>	$\Phi(l)$	<u>lumen</u>	lm	cd · sr	
<u>illuminamento</u>	E_l	<u>lux</u>	lx	cd · sr · m ⁻²	
<u>potere diottrico</u>	D_o	<u>diottria</u>	D	m ⁻¹	
<u>attività di un radionuclide</u>	A_R	<u>becquerel</u>	Bq	s ⁻¹	
<u>dose assorbita</u>	D	<u>gray</u>	Gy	J · kg ⁻¹	$m^2 \cdot s^{-2}$
<u>dose equivalente, dose efficace</u>	H, E_H	<u>sievert</u>	Sv	J · kg ⁻¹	$m^2 \cdot s^{-2}$
<u>attività catalitica</u>		<u>katal</u>	kat	mol · s ⁻¹	
<i>Altre grandezze fisiche</i>					
<u>area</u>	A	<u>metro quadro</u>	m ²	m ²	
<u>volume</u>	V	<u>metro cubo</u>	m ³	m ³	
<u>velocità</u>	v	<u>metro al secondo</u>	m/s	m · s ⁻¹	
<u>accelerazione</u>	a		m/s ²	m · s ⁻²	
<u>velocità angolare</u>	ω			rad · s ⁻¹	s ⁻¹
<u>accelerazione angolare</u>	α, ϖ			rad · s ⁻²	s ⁻²
<u>densità</u>	ρ, d	<u>chilogrammo al metro cubo</u>	kg/m ³	kg · m ⁻³	
<u>molarità SI</u>	M			mol · dm ⁻³	
<u>volume molare</u>	V_m			m ³ · mol ⁻¹	

Di seguito si riporta la tabella di conversione utile a convertire le unità di misura utilizzate nei calcoli con quelle del sistema internazionale.

Chilogrammo 1 Kg ~ 10 N
Pressione 10 kg/cm ² ~ 1 N/mm ² = 1 MPa

5 INQUADRAMENTO TERRITORIALE ED UBICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Il territorio Comunale interessato dagli interventi è quello di seguito elencato:

- Roccagloriosa (SA).

Il Comune di Roccagloriosa risulta ricadente, a seguito della riclassificazione sismica, in zona n. 2 (ex zona sismica di II categoria $S = 9$, ai sensi della Deliberazione della Giunta Regionale della Campania del 7/11/2002 N°5447 “Aggiornamento della classificazione sismica dei Comuni della Regione Campania e dell’OPCM n. 3274 del 20.03.2003.

Per maggiori dettagli sull’ubicazione dei manufatti previsti in progetto si rinvia agli elaborati grafici allegati al progetto.

5.1 UBICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Gli interventi a farsi sono localizzati nel comune di Roccagloriosa e Celle di Bulgheria (SA).

Di seguito si allega lo stralcio delle aree di ubicazione degli interventi.

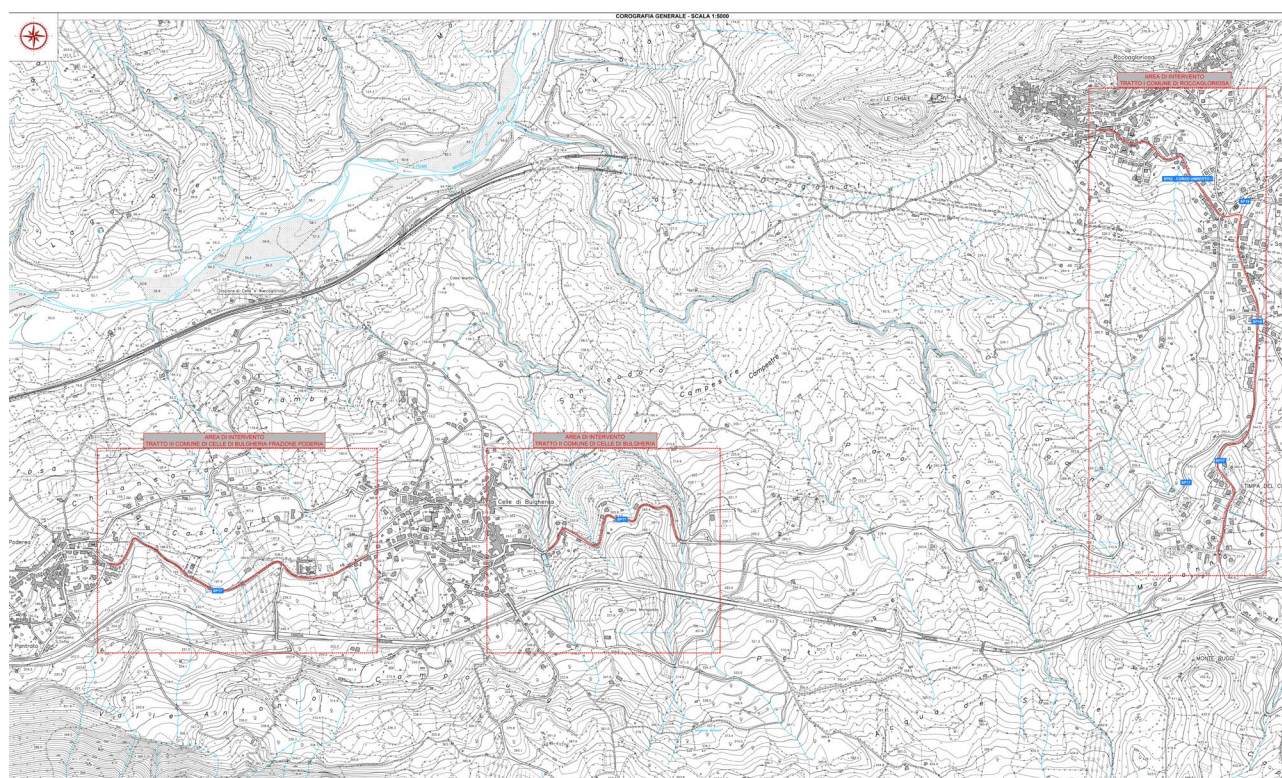


Figura 1: Inquadramento aree di intervento

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

6 CLASSIFICAZIONE AI SENSI DEL DECRETO N.3685/03 DEL CAPO DIPARTIMENTO PROTEZIONE CIVILE E D.G.R.C. N.3573/03

Le opere di progetto non rientrano tra le categorie di seguito elencate:

☐ Rientra ☒ Non rientra	tra gli edifici e le opere infrastrutturali di interesse strategico , la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile	di interesse STATALE
☐ Rientra ☒ Non rientra	tra gli edifici e le opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso	(rif.: Decreto n.3685/03 del Capo Dipartim. della Protezione Civile)
☒ Rientra ☐ Non rientra	tra gli edifici e le opere infrastrutturali di interesse strategico , la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile	di interesse REGIONALE
☐ Rientra ☒ Non rientra	tra gli edifici e le opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso	(rif.: deliberazione di Giunta Regionale n. 3573 del 05/12/03)

come si può rilevare, più dettagliatamente, dalle tabelle che seguono:

EDIFICI E INFRASTRUTTURE “STRATEGICI” E “RILEVANTI” - DI INTERESSE STATALE

(rif.: Decreto n.3685 del 21/10/03 del Capo Dipartim. della Protezione Civile, emanato con OPCM. del 21/10/03 pubbl. su G.U. 252 del 29/10/03)

Elenco “A” - edifici ed opere infrastrutturali di interesse strategico, la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile.

EDIFICI	
<i>Edifici in tutto o in parte ospitanti funzioni di comando, supervisione e controllo, sale operative, strutture ed impianti di trasmissione, banche dati, strutture di supporto logistico per il personale operativo (alloggiamenti e vettovagliamento), strutture adibite all'attività' logistica di supporto alle operazioni di protezione civile (stoccaggio, movimentazione, trasporto), strutture per l'assistenza e l'informazione alla popolazione, strutture e presidi ospedalieri, il cui utilizzo abbia luogo da parte dei seguenti soggetti istituzionali:</i>	
1	☐ Organismi governativi
2	☐ Uffici territoriali di Governo
3	☐ Corpo nazionale dei Vigili del fuoco
4	☐ Forze armate
5	☐ Forze di polizia
6	☐ Corpo forestale dello Stato
7	☐ Agenzia per la protezione dell'ambiente e per i servizi tecnici
8	☐ Registro italiano dighe
9	☐ Istituto nazionale di geofisica e vulcanologia
10	☐ Consiglio nazionale delle ricerche
11	☐ Croce rossa italiana
12	☐ Corpo nazionale soccorso alpino
13	☐ Ente nazionale per le strade e società di gestione autostradale
14	☐ Rete ferroviaria italiana
15	☐ Gestore della rete di trasmissione nazionale, proprietari della rete di trasmissione nazionale, delle reti di distribuzione e di impianti rilevanti di produzione di energia elettrica
16	☐ Associazioni di volontariato di protezione civile operative in più regioni
OPERE INFRASTRUTTURALI	
17	☐ Autostrade, strade statali e opere d'arte annesse
18	☐ Stazioni aeroportuali, eliporti, porti e stazioni marittime previste nei piani di emergenza, nonché impianti classificati come grandi stazioni.
19	☐ Strutture connesse con il funzionamento di acquedotti interregionali, la produzione, il trasporto e la distribuzione di energia elettrica fino ad impianti di media tensione, la produzione, il trasporto e la distribuzione di materiali combustibili (quali oleodotti, gasdotti, ecc.), il funzionamento di servizi di

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

comunicazione a diffusione nazionale (radio, telefonia fissa e mobile, televisione)

Elenco “B” - edifici ed opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso.

EDIFICI	
20	☐ Edifici pubblici o comunque destinati allo svolgimento di funzioni pubbliche nell'ambito dei quali siano normalmente presenti comunità di dimensioni significative, nonché edifici e strutture aperti al pubblico suscettibili di grande affollamento, il cui collasso può comportare gravi conseguenze in termini di perdite di vite umane.
21	☐ Strutture il cui collasso può comportare gravi conseguenze in termini di danni ambientali (quali ad esempio impianti a rischio di incidente rilevante ai sensi del decreto legislativo 17 agosto 1999, n. 334, e successive modifiche ed integrazioni, impianti nucleari di cui al decreto legislativo 17 marzo 1995, n. 230, e successive modifiche ed integrazioni).
22	☐ Edifici il cui collasso può determinare danni significativi al patrimonio storico, artistico e culturale (quali ad esempio musei, biblioteche, chiese).
OPERE INFRASTRUTTURALI	
23	☐ Opere d'arte relative al sistema di grande viabilità stradale e ferroviaria, il cui collasso può determinare gravi conseguenze in termini di perdite di vite umane, ovvero interruzioni prolungate del traffico.
24	☐ Grandi dighe.

EDIFICI E INFRASTRUTTURE “STRATEGICI” E “RILEVANTI” - DI INTERESSE REGIONALE

(rif.: deliberazione di Giunta Regionale n. 3573 del 05/12/03 pubbl. su B.U.R.C. n. 4 del 26/01/04)

Elenco “A” - edifici ed opere infrastrutturali di interesse strategico, la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile.

EDIFICI	
25	☐ Edifici destinati a sedi dell'Amministrazione Regionale (*)
26	☐ Edifici destinati a sedi dell'Amministrazione Provinciale (*)
27	☐ Edifici destinati a sedi di Amministrazioni Comunali (*)
28	☐ Edifici destinati a sedi di Comunità Montane (*)
29	☐ Strutture non di competenza statale individuate come sedi di sale operative per la gestione delle emergenze (COM, COC, ecc.)
30	☐ Centri funzionali di protezione civile
31	☐ Edifici ed opere individuate nei piani d'emergenza o in altre disposizioni per la gestione dell'emergenza
32	☐ Ospedali e strutture sanitarie, anche accreditate, dotate di Pronto Soccorso o dipartimenti di emergenza, urgenza e accettazione
33	☐ Sedi di Aziende Unità Sanitarie Locali
34	☐ Centrali operative 118
35	☐ Presidi sanitari 41
(*) limitatamente agli edifici ospitanti funzioni / attività connesse con la gestione dell'emergenza	
OPERE INFRASTRUTTURALI	
36	☒ Vie di comunicazione (strade, ferrovie, ecc.) regionali, provinciali e comunali, ed opere d'arte annesse, limitatamente a quelle strategiche individuate nei piani di emergenza o in altre disposizioni per la gestione dell'emergenza
37	☐ Porti, aeroporti ed eliporti non di competenza statale individuati nei piani di emergenza o in altre disposizioni per la gestione dell'emergenza
38	☐ Strutture non di competenza statale connesse con la produzione, trasporto e distribuzione di energia elettrica
39	☐ Strutture non di competenza statale connesse con la produzione, trasporto e distribuzione di materiali combustibili (oleodotti, gasdotti, ecc.)
40	☐ Strutture connesse con il funzionamento di acquedotti locali
41	☐ Strutture non di competenza statale connesse con i servizi di comunicazione (radio, telefonia fissa o portatile, televisione)
42	☐ Altre strutture eventualmente specificate nei piani di emergenza o in altre disposizioni per la gestione dell'emergenza

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

Elenco “B” - edifici ed opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso.

EDIFICI	
43	☐ Asili nido e scuole di ogni ordine e grado
44	☐ Strutture ricreative (cinema, teatri, discoteche, ecc.)
45	☐ Strutture destinate ad attività culturali (musei, biblioteche, sale convegni, ecc.)
46	☐ Edifici aperti al culto non rientranti tra quelli di cui all'allegato 1, elenco B, punto 1.3 del Decreto del Capo del Dipartimento della Protezione Civile, n°3685 del 21.10.2003
47	☐ Stadi ed impianti sportivi
48	☐ Strutture sanitarie e/o socio-assistenziali con ospiti non autosufficienti (ospizi, orfanotrofi, ecc.)
49	☐ Edifici e strutture aperte al pubblico destinate all'erogazione di servizi (uffici pubblici e privati), o adibite al commercio (centri commerciali, ecc.) suscettibili di grande affollamento
50	☐ Strutture a carattere industriale, non di competenza statale, di produzione e stoccaggio di prodotti insalubri o pericolosi
OPERE INFRASTRUTTURALI	
51	☐ Stazioni non di competenza statale per il trasporto pubblico
52	☐ Opere di ritenuta non di competenza statale
53	☐ Impianti di depurazione
54	☐ Altri manufatti connotati da intrinseche pericolosità eventualmente individuati in piani d'emergenza o in altre disposizioni di protezione civile

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

7 RELAZIONE TECNICA GENERALE

7.1 INTERVENTI PREVISTI IN PROGETTO

In progetto in diversi punti del tracciato stradale risulta necessario realizzare le seguenti tipologie di muri di sostegno di diverse altezze da 0,50 m a 2,0 ml.

La presente relazione verifica i muri di altezza 2,00 ml, 1,5 ml e 1,00 ml.

Per maggiori dettagli riguardo gli interventi previsti si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto.

Di seguito si riportano le viste delle strutture sopra descritte e di cui è stato eseguito il calcolo.

Technical drawing showing a cross-section of a retaining wall and reinforcement details.

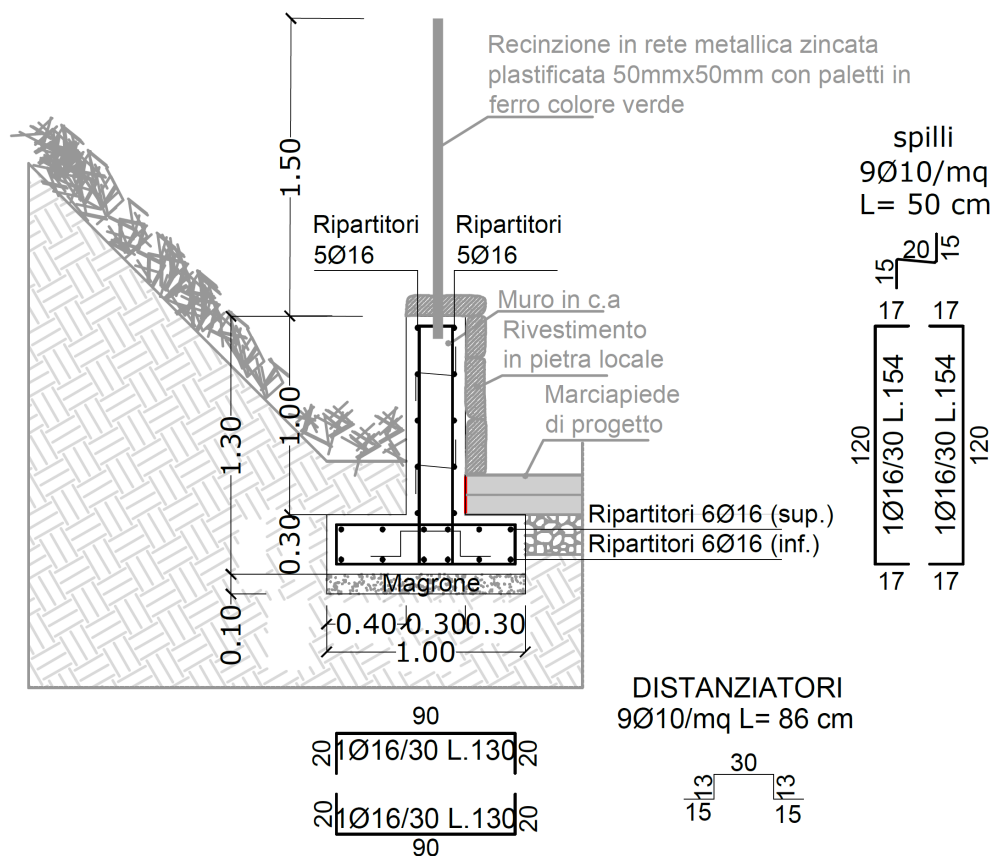
Wall Cross-Section:

- Dimensions:**
 - Top slope: 1.50
 - Vertical height: 2.40, 2.30, 2.00
 - Base width: 0.10, 0.30, 1.50, 2.10
 - Reinforcement spacing: 0.30, 0.30, 0.30
- Labels:**
 - Laddove necessario verranno realizzati interventi di ingegneria naturalistica per la stabilizzazione di scarpate (vedi particolare "A")
 - Recinzione in rete metallica zincata plastificata 50mmx50mm con paletti in ferro colore verde
 - Ripartitori 8Ø16
 - Muro in c.a.
 - Rivestimento in pietra locale
 - Marciapiede di progetto
 - Ripartitori 8Ø16 (sup.)
 - Ripartitori 8Ø16 (inf.)
 - Magrone

Reinforcement Details:

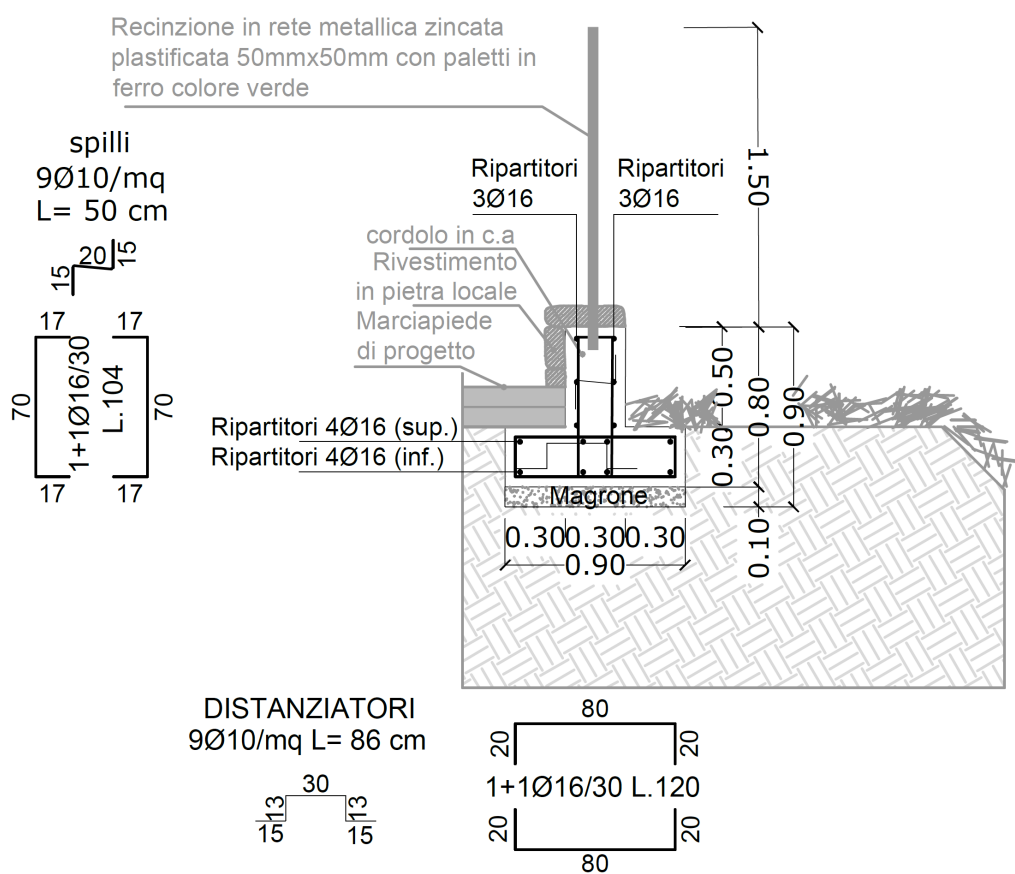
- spilli:** 9Ø10/mq L= 50 cm
- DISTANZIATORI:** 9Ø10/mq L= 86 cm

Muro di sostegno in c.a tipologia h.1.00 mt
Carpenteria ed armatura
- Scala 1:50 -



Technical drawing of a retaining wall cross-section. The wall is 1.80m high and 1.20m wide at the base. It features a base layer of 'Magrone' (0.30m thick) and a 'Muro in c.a.' (concrete wall) with 'Rivestimento in pietra locale' (local stone cladding). The wall is reinforced with 'Ripartitori 6Ø16' (vertical) and 'Ripartitori 7Ø16 (sup.) / Ripartitori 7Ø16 (inf.)' (horizontal). A 'Recinzione in rete metallica zincata plastificata 50mmx50mm con paletti in ferro colore verde' (zinc-plated plastic-coated metal mesh 50mmx50mm with green-colored iron stakes) is attached to the wall. The wall is topped with a 'Marcia piede di progetto' (projected footstep). Dimensions are given in meters (m). Reinforcement details include 'spilli 9Ø10/mq L= 50 cm' and 'DISTANZIATORI 9Ø10/mq L= 86 cm'.

Cordolo in c.a tipologia h.0.50 mt
Carpenteria ed armatura
- Scala 1:50 -



Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

7.2 ANALISI DEI CARICHI DEI MANUFATTI

Di seguito è riportata l'analisi dei carichi dettagliata per ogni manufatto calcolato, suddivisa per tipologia di carico, rimandando per ulteriori dettagli ai tabulati di calcolo sezione dati di input.

7.2.1 Palificata intervento 22

Condizione di carico n. 1 - Sovraccarico permanente

Eventuali opere di completamento su terrapieno: 500 kg

Condizione di carico n. 2 – traffico veicolare

Transito veicolare su piano stradale: 2.000 kg/m²

7.3 COMBINAZIONI DI CARICO (AI SENSI DEL DM 17.01.2018)

Le combinazioni di carico sono riportate nei tabulati allegati al fascicolo dei calcoli. In particolare le combinazioni presentate nei tabulati ricomprendono sia la fase temporanea che la fase definitiva.

Sono state considerate le condizioni di carico ritenute più gravose per la struttura in esame nel suo complesso e per ognuna delle strutture resistenti.

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

8 RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO DI COSTRUZIONE

In fase progettuale, fissato il periodo di riferimento V_R (vedi § 2.4 delle NTC DM 17 gennaio 2018) e stabilita la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} (funzione dello stato limite considerato, vedi Tabella 1), è possibile stimare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R attraverso l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Stati limite di esercizio (P_{VR})	Stati limite ultimi (P_{VR})
SLO - Stato limite di operatività (81%)	SLV- Stato limite di salvaguardia della Vita (10%)
SLD - Stato limite di danno (63%)	SLC – Stato limite di prevenzione del collasso (5%)

Tabella 1 - Definizione degli stati limite secondo le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni e relative probabilità di superamento P_{VR} (Tab. 3.2.I delle NTC)

Qualora la pericolosità sismica su reticolo di riferimento (vedi Allegato B delle NTC DM 17 gennaio 2018) non contempli il periodo di ritorno corrispondente al V_R e alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} fissate in progetto, il valore del generico parametro p (a_g , F_o , T^*_c) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai T_R previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale:

- p è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato;
- T_{R1} , T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori p_1 e p_2 del generico parametro p .

8.1 STATI LIMITE

I valori dei parametri a_g , F_o , T^*_c relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

8.2 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE (EDIFICI DI NUOVA REALIZZAZIONE)

Sotto l'effetto delle azioni sismiche, deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio, individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, le strutture di fondazione, gli elementi strutturali, gli elementi non strutturali, gli impianti.

In mancanza di espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo SLD;
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive e siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV.

Fanno eccezione a quanto detto le costruzioni di classe d'uso III e IV, per gli elementi non strutturali e gli impianti delle quali è richiesto anche il rispetto delle verifiche di sicurezza relative allo SLO.

Per contenere le incertezze e garantire un buon comportamento delle strutture sotto azioni sismiche, devono essere adottati provvedimenti specifici volti ad assicurare caratteristiche di duttilità agli elementi strutturali ed alla costruzione nel suo insieme.

Le strutture di fondazione devono resistere agli effetti risultanti della risposta del terreno e delle strutture sovrastanti, senza spostamenti permanenti incompatibili con lo stato limite di riferimento.

8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA COSTRUZIONI ESISTENTI

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente.

Le Verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).

8.4 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA COSTRUZIONI ESISTENTI IN MURATURA

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente.

Le Verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC). In particolare si assume che il soddisfacimento della verifica allo Stato limite di salvaguardia della vita implichi anche il soddisfacimento della verifica dello Stato limite di collasso.

8.5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI

Caratteristica peculiare della risposta sismica di un sito sono, oltre alle caratteristiche geolitologiche, anche i contenuti delle vibrazioni spettrali in arrivo, e la loro interazione positiva con la frequenza propria dei manufatti. Infatti, in presenza di siti costituiti da terreni capaci di attenuare il passaggio delle onde sismiche, ed in presenza di epicentri poco profondi si possono avere fenomeni di amplificazione.

L'aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" - D.M. del 17/01/2018, pubblicate sulla Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20 febbraio 2018 con Supplemento Ordinario n. 8, definiscono le regole da seguire per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni, sia in zona sismica che in zona non sismica. Esse forniscono i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere. Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Quest'ultima costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica di un sito deve essere valutata sia in termini geografici (condizioni topografiche del sito) che in termini temporali (vita di riferimento della costruzione); tali condizioni possono ritenersi soddisfatte se i risultati dello studio di pericolosità sono forniti:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale.
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata per tenere conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

Le azioni di progetto si ricavano dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, sul sito di riferimento rigido ed orizzontale, in funzione di tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno (espresso in $g/10$);

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (parametro adimensionale);
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (espresso in secondi).

I Valori a_g , F_0 , e T_c^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'allegato B delle NTC.

Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni stabiliscono che ai fini della valutazione delle azioni sismiche di progetto deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale. In assenza di tali studi si può utilizzare la seguente classificazione dei terreni di seguito descritta:

La classificazione deve interessare i terreni compresi tra il piano di imposta delle fondazioni degli edifici ed un substrato roccioso rigido di riferimento (bedrock). Si effettua sulla stima delle velocità medie delle onde di taglio nei primi trenta metri di profondità (velocità equivalente delle onde di taglio) definita dalla seguente espressione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}$$

dove h_i e v_i indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio dello strato i -esimo per un totale di N strati presenti nei 30 metri superiori. In alternativa possono essere utilizzati il valore di $N_{SPT,30}$ (per terreni prevalentemente granulari) o di $c_{u,30}$ (per terreni coesivi). Con riferimento alle proprietà del suolo di fondazione, viene proposta l'adozione di un sistema di caratterizzazione geofisica e geotecnica del profilo stratigrafico del suolo, mediante cinque tipologie di suoli (A - B - C - D - E), da individuare in base allo schema seguente:

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

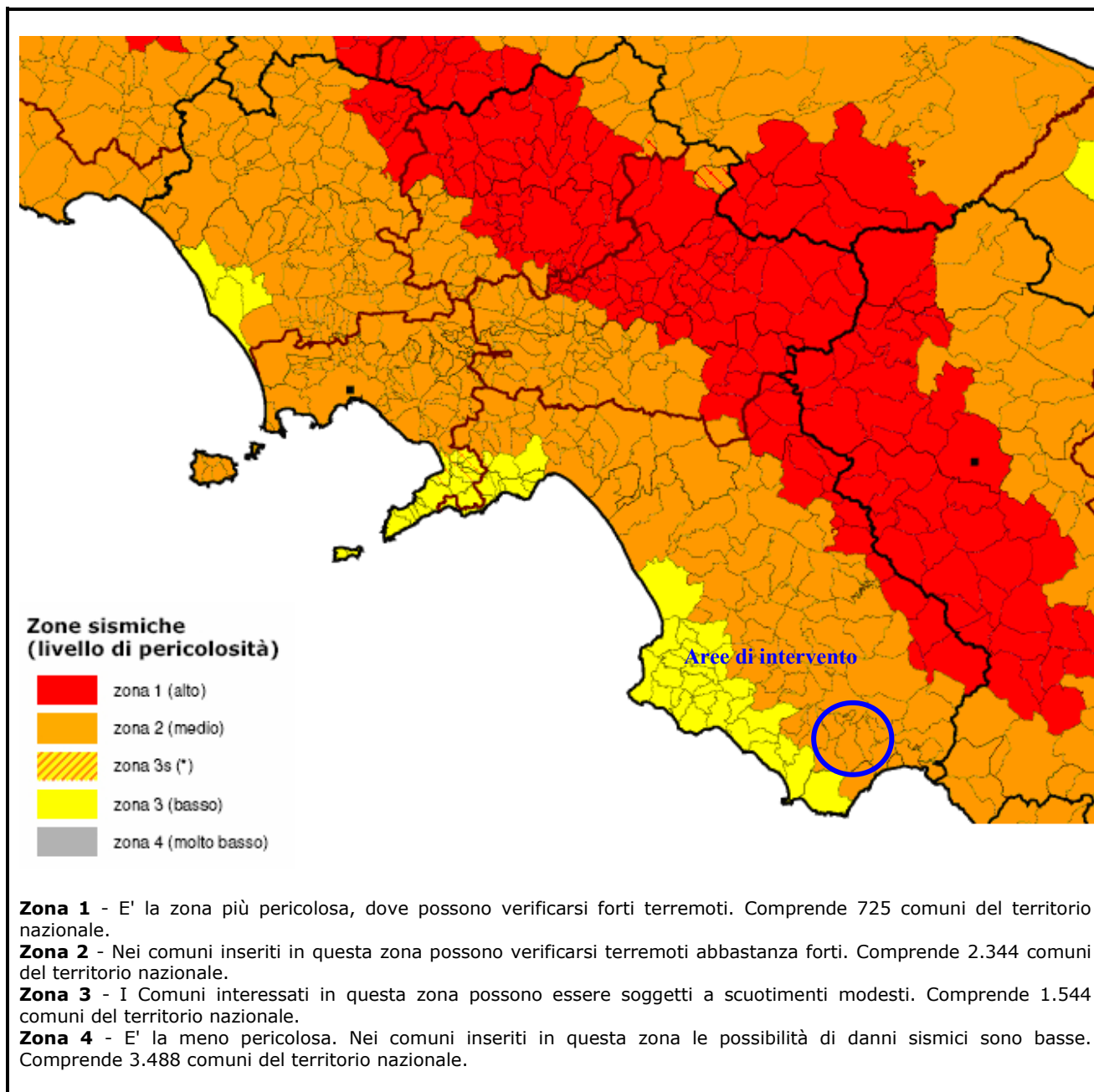
Tabella 2 – categorie di sottosuolo (Tab. 3.2.II e 3.2.III delle NTC)

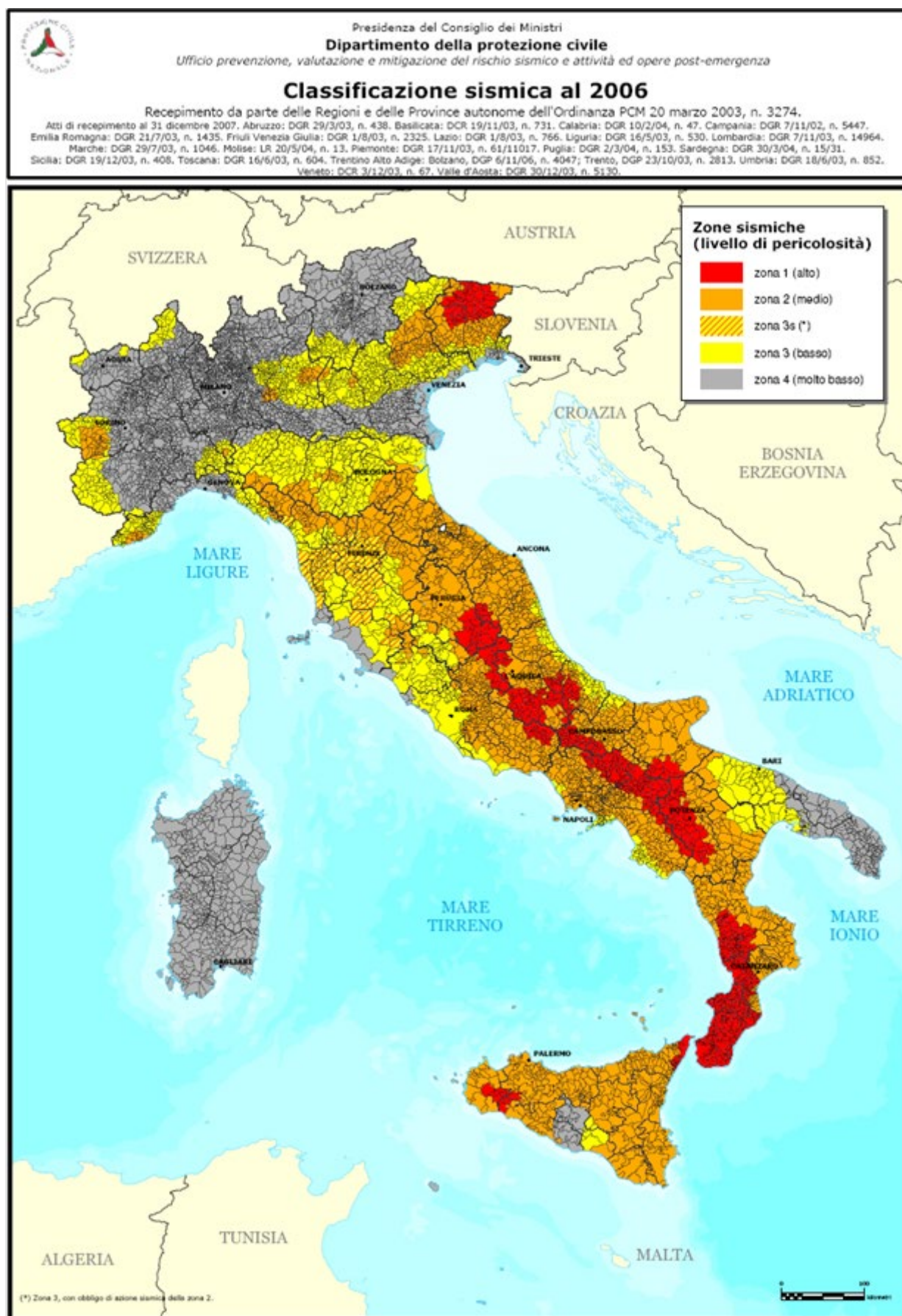
Dalle indagini sismiche MASW per la caratterizzazione sismica dei terreni relativi agli interventi ubicati nei Comuni di Roccagloriosa e Celle di Bulgheria, è risultato che la categoria di sottosuolo è **B** “***Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s ($N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)***”.

8.6 APPROCCIO SEMPLIFICATO PER LA STIMA DEGLI EFFETTI DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

Il territorio Comunale interessato dagli interventi è quello di Roccagloriosa e Celle di Bulgheria (SA).

Il Comune di Roccagloriosa su indicato risulta ricadente, a seguito della riclassificazione sismica, in zona n. 2 (ex zona sismica di II categoria $S = 9$, ai sensi della Deliberazione della Giunta Regionale della Campania del 7/11/2002 N°5447 “Aggiornamento della classificazione sismica dei Comuni della Regione Campania e dell’OPCM n. 3274 del 20.03.2003. Per maggiori dettagli sull’ubicazione dei manufatti previsti in progetto si rinvia agli elaborati grafici allegati al progetto.





Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del D.M. 17 gennaio 2018 § 3.2.3) sono stati definiti i termini di seguito descritti e riportati.

8.6.1 Categoria sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3 del DM 17 gennaio 2018. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III del DM 17 gennaio 2018 di cui alla precedente Tabella 2 al paragrafo 8.5).

Nella Relazione geologica, così come indicato nel precedente paragrafo 8.5, si definiscono di **categoria B** i sottosuoli dove dovranno essere realizzate le opere: **“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s ($N_{spt,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)”**.

Dunque per tener conto delle condizioni stratigrafiche (approccio semplificato per stima effetti della risposta sismica locale), si sono utilizzati i valori del coefficiente topografico S_s riportati nella Tabella 3 appresso riportata, in funzione delle categorie di sottosuolo definita.

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T^*_C)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T^*_C)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T^*_C)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T^*_C)^{-0,40}$

Tabella 3 - Espressioni di S_s e di C_c (Tabella 3.2.V delle NTC)

8.6.2 Categoria topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche (approccio semplificato per stima effetti della risposta sismica locale), si sono utilizzati i valori del coefficiente stratigrafico S_T riportati nella Tabella 4, in funzione delle categorie topografiche definite in § 3.2.2 delle NTC e dell'ubicazione dell'opera.

Categoria Topografica	Caratteristiche Superficie Topografica	Ubicazione dell'opera	S_T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	-	1,0
T2	Pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i > 15^\circ$	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media dei pendii $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media dei pendii $i > 30^\circ$	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 4 - Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T (Tabelle 3.2.IV e 3.2.VI delle NTC)

8.6.3 Vita Nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nei quali la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Essa dipende dal tipo di opera:

Tipi di costruzione	Vita Nominale V_N (in anni)
Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella 5 - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere (Tabella 2.4.I delle NTC)

In accordo a § 2.4 del DM 17 gennaio 2018, le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

8.6.4 Classe d'uso e Coefficiente d'uso

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

Classe d'uso	Tipi di costruzione	Coefficienti d'uso C_U
<i>Classe I</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.	0,7
<i>Classe II</i>	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.	1,0
<i>Classe III</i>	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.	1,5
<i>Classe IV</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.	2,0

Tabella 6 – Classi d'uso e Valori dei coefficienti d'uso C_U (§ 2.4.2 e Tabella Tab. 2.4.II delle NTC)

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

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella precedente Tabella 6.

Per assicurare alle costruzioni un livello di sicurezza antisismica minimo irrinunciabile le NTC impongono, se $V_R \leq 35$ anni, di assumere comunque $V_R = 35$ anni; gli intervalli di valori di V_R (espressi in anni) cui fare effettivo riferimento al variare di V_N e C_U sono riportati nella successiva Tabella 7.

Vita nominale V_N	Valori di V_R			
	Classe d'uso			
	<i>I</i>	<i>II</i>	<i>III</i>	<i>IV</i>
≤ 10	35	35	35	35
≥ 50	≥ 35	≥ 50	≥ 75	≥ 100
≥ 100	≥ 70	≥ 100	≥ 150	≥ 200

Tabella 7 – Intervalli di valori attribuiti a V_R al variare di V_N e C_U (Tabella Tab. C2.4.I della Circolare NTC)

8.6.5 Regolarità manufatti

Per quanto riguarda la regolarità, le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta e in altezza. Se necessario ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è **regolare in pianta** se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;
- il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
- nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è **regolare in altezza** se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- b) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- c) nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva³ e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- d) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Ai sensi del § 3.2. "azione sismica" del D.M. 17.01.2018 per determinare i parametri di pericolosità sismica e gli spettri di accelerazione, d'interesse ingegneristico, è stato necessario definire i parametri di seguito riportati.

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

8.7 PARAMETRI SISMICI DEI MANUFATTI DI PROGETTO E SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI

In accordo a § 2.4 del DM 17 gennaio 2018, le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni. Sono omesse le verifiche sismiche per tutte le opere definite provvisorie (vedi elenco manufatti di cui al paragrafo 7, terza colonna tabella).

Seguono le principali grandezze che intervengono nella definizione dell'azione sismica per le opere per le quali è stata effettuata la verifica sismica.

8.7.1 Parametri sismici – ubicazione più sfavorevole (comune di Roccagloriosa)

Grandezze	Valore	Riferimento normativo
Vita Nominale V_N	≥ 50 anni	Tab. 2.4.I del DM 17 gennaio 2018
Classe d'uso	IV	§ 2.4.2 del DM 17 gennaio 2018
Latitudine	40,11433	
Longitudine	15,4496	
Stato limite (verifiche – dimensionamento)	SLV	Tab. 3.2.I del DM 17 gennaio 2018
Probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}	10%	Tab. 3.2.I del DM 17 gennaio 2018
Periodo di ritorno dell'azione sismica T_R	949	Allegato A al DM 17 gennaio 2018
Accelerazione orizzontale massima convenzionale a_g/g	0,136	Allegato A al DM 17 gennaio 2018
Categoria di sottosuolo	B	Tab. 3.2.II del DM 17 gennaio 2018
Categoria Topografica	T1	Tab. 3.2.V del DM 17 gennaio 2018
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1,00	Tab. 3.2.V del DM 17 gennaio 2018
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1,20	Tab. 3.2.IV del DM 17 gennaio 2018

Tabella 8 - Principali grandezze che intervengono nella definizione dell'azione sismica

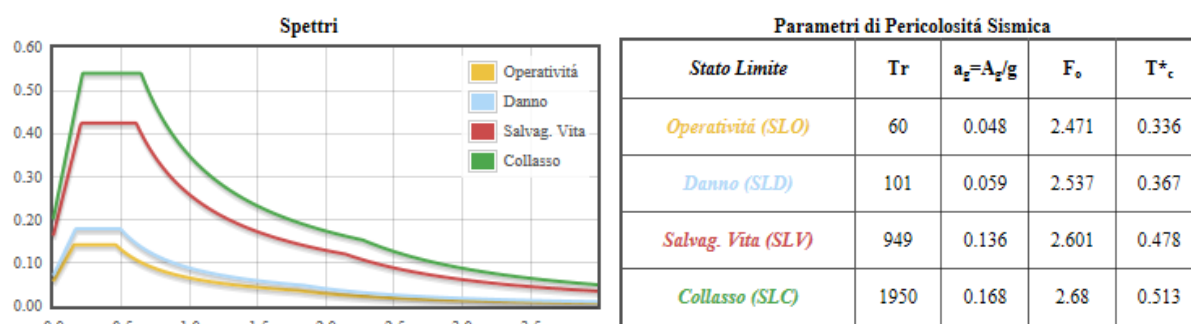


Figura 2 – Grafico spettri elastici (software di calcolo strutturale CDS)

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

8.7.2 RELAZIONE SUI MATERIALI DA IMPIEGARE

Nel corso dei lavori (ai sensi dell'art. 4 lettera b della legge n. 1086 del 5/11/71 e D.M.17.01.2018) saranno impiegati i materiali seguenti e saranno adottate le tecniche costruttive appresso specificate.

8.8 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLE STRUTTURE EX NOVO

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (D.M. 17.01.2018, circolare 21.01.2019 nr.7 C.S.LL.PP. e UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006)

CALCESTRUZZO:

- MAGRONE: Classe di resistenza C12/15 - Classe di esposizione X0 - (Rck 15 MPa);
- PARATIA DI PALI: Classe di resistenza C25/30 - Condizione ambientali: ordinarie - Classe di esposizione XC2 - (Rck 30 MPa)
- CORDOLO PARATIA PALI: Classe di resistenza C25/30 - Condizione ambientali: ordinarie - Classe di esposizione XC2 - (Rck 30 MPa)
- MURI: Classe di resistenza C25/30 - Condizione ambientali: ordinarie - Classe di esposizione XC2 - (Rck 30 MPa)

ACCIAIO DA CARPENTERIA IN C.A.:

Acciaio in barre ad aderenza migliorata B450C fyk>450 N/mm² ftk>540 N/mm² (ex FeB44k) per calcestruzzo in opera;

COPRIFERRO ADOTTATO: (maggiore di quello minimo per ambiente ordinario/aggressivo VN=50 anni e classe d'uso IV - tab.C.4.1.IV - punto C.4.1.6.1.3 - circolare);

- PARATIA DI PALI: 30 mm
- CORDOLO PARATIA DI PALI: 30 mm
- MURI: 40 mm

CARPENTERIA METALLICA:

- Laminati a caldo a sezione aperta - acciaio S355 (tab. 11.3.IX)
- Laminati a caldo a sezione cava - acciaio S355H (tab. 11.3.X)
- Tubolari - Laminati a caldo a sezione cava - acciaio S355H (tab. 11.3.X)
- Bulloni alta resistenza classe 10.9 (tab. 11.3.XIIb)
- Vite alta resistenza classe 10.9 (tab. 11.3.XIIa)
- Saldature realizzate (seconda tab.11.3.XI)
- Profili e sagomati a freddo per scale di accesso - acciaio zincato a caldo
- Profili e sagomati a freddo per griglie pozzetti di aggettamento - grigliato elettrosaldato in acciaio zincato a caldo;
- Trattamento superficiale zincatura a caldo (per lo spessore minimo e medio si rimanda alle norme UNI-EN-1461).

NOTA :

Le barre di armatura filanti orizzontali devono essere disposte esternamente ai ferri verticali con n° 9 legature su mq (min. Ø8).

Il riferimento a marche, produttori o codici di prodotto è da intendersi puramente indicativo della tipologia di materiale previsto, l'appaltatore potrà utilizzare qualsiasi marca di prodotti equivalenti o maggiori.

8.9 CALCESTRUZZO ARMATO

Per le armature di tutti gli elementi strutturali si adotterà acciaio in barre ad aderenza migliorata del tipo **B450C**.

Per i ferri delle armature si avrà cura di predisporre un idoneo copriferro secondo le indicazioni di cui sopra.

La modalità di posa del calcestruzzo dovrà avvenire secondo quanto indicato dalle *Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive - Edizione febbraio 2008 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici Servizio Tecnico Centrale*.

Inoltre secondo quanto prescritto da D.M. 09/01/1996 e dal § 11.2 "Calcestruzzo" del D.M. 17.01.2018, i materiali e prodotti da utilizzarsi sono:

Il calcestruzzo, così come definito al punto 2.1 del D.M. 09.01.96 e § 11.2 "Calcestruzzo" del D.M. 17.01.2018;

l'acciaio da cemento armato normale, così come definito al punto 2.2 del D.M. 09.01.96 e § 11.3 "Acciaio" del D.M. 17.01.2018.

I requisiti dei materiali sono quelli specificati all'allegato n°1 D.M. 09/01/1996 e al § 11.2.9.1 del D.M. 17.01.2018:

Leganti

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

Nelle opere oggetto delle presenti norme devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici previsti dalle disposizioni vigenti in materia, dotati di certificato di conformità - rilasciato da un organismo europeo notificato - ad una norma armonizzata della serie UNI EN 197 ovvero ad uno specifico Benestare Tecnico Europeo (ETA), purchè idonei all'impiego previsto nonchè, per quanto non in contrasto, conformi alle prescrizioni di cui alla Legge 26/05/1965 n.595. È escluso l'impiego di cementi alluminosi.

L'impiego dei cementi richiamati all'art.1, lettera C della legge 26/5/1965 n. 595, è limitato ai calcestruzzi per sbarramenti di ritenuta.

Per la realizzazione di dighe ed altre simili opere massive dove è richiesto un basso calore di idratazione devono essere utilizzati i cementi speciali con calore di idratazione molto basso conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 14216, in possesso di un certificato di conformità rilasciato da un Organismo di Certificazione europeo Notificato. Qualora il calcestruzzo risulti esposto a condizioni ambientali chimicamente aggressive si devono utilizzare cementi per i quali siano prescritte, da norme armonizzate europee e fino alla disponibilità di esse, da norme nazionali, adeguate proprietà di resistenza ai solfati e/o al dilavamento o ad eventuali altre specifiche azioni aggressive.

Aggregati

Sono idonei alla produzione di calcestruzzo per uso strutturale gli aggregati ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, artificiali, ovvero provenienti da processi di riciclo conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 12620 e, per gli aggregati leggeri, alla norma europea armonizzata UNI EN 13055-1. Gli inerti, naturali o di frantumazione, devono essere costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose ed argillose, di gesso, ecc., in proporzioni nocive all'indurimento del conglomerato od alla conservazione delle armature.

La ghiaia o il pietrisco devono avere dimensioni massime commisurate alle caratteristiche geometriche della carpenteria del getto ed all'ingombro delle armature.

Il sistema di attestazione della conformità di tali aggregati, ai sensi del DPR n.246/93 è indicato nella seguente Tab. 11.2.II.

Tabella 11.2.II

Specifica Tecnica Europea armonizzata di riferimento	Uso Previsto	Sistema di Attestazione della Conformità
Aggregati per calcestruzzo UNI EN 12620 e UNI EN 13055-1	Calcestruzzo strutturale	2+

È consentito l'uso di aggregati grossi provenienti da riciclo, secondo i limiti di cui alla Tab. 11.2.III, a condizione che la miscela di calcestruzzo confezionata con aggregati riciclati, venga preliminarmente qualificata e documentata attraverso idonee prove di laboratorio. Per tali aggregati, le prove di controllo di produzione in fabbrica di cui ai prospetti H1, H2 ed H3 dell'annesso ZA della norma europea armonizzata UNI EN 12620, per le parti rilevanti, devono essere effettuate ogni 100 tonnellate di aggregato prodotto e, comunque, negli impianti di riciclo, per ogni giorno di produzione.

Tabella 11.2.III

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

Origine del materiale da riciclo	Classe del calcestruzzo	percentuale di impiego
demolizioni di edifici (macerie)	=C 8/10	fino al 100 %
demolizioni di solo calcestruzzo e c.a.	≤C30/37	≤30 %
	≤C20/25	Fino al 60 %
	≤C45/55	fino al 15%
Riutilizzo di calcestruzzo interno negli stabilimenti di prefabbricazione qualificati - da qualsiasi classe da calcestruzzi >C45/55	Stessa classe del calcestruzzo di origine	fino al 5%

Nelle prescrizioni di progetto si potrà fare utile riferimento alle norme UNI 8520-1:2005 e UNI 8520-2:2005 al fine di individuare i requisiti chimico-fisici, aggiuntivi rispetto a quelli fissati per gli aggregati naturali, che gli aggregati riciclati devono rispettare, in funzione della destinazione finale del calcestruzzo e delle sue proprietà prestazionali (meccaniche, di durabilità e pericolosità ambientale, ecc.), nonché quantità percentuali massime di impiego per gli aggregati di riciclo, o classi di resistenza del calcestruzzo, ridotte rispetto a quanto previsto nella tabella sopra esposta. Per quanto riguarda gli eventuali controlli di accettazione da effettuarsi a cura del Direttore dei Lavori, questi sono finalizzati almeno alla determinazione delle caratteristiche tecniche riportate nella Tab. 11.2.IV. I metodi di prova da utilizzarsi sono quelli indicati nelle Norme Europee Armonizzate citate, in relazione a ciascuna caratteristica.

Tabella 11.2.IV – Controlli di accettazione per aggregati per calcestruzzo strutturale

Caratteristiche tecniche
Descrizione petrografica semplificata
Dimensione dell'aggregato (analisi granulometrica e contenuto dei fini)
Indice di appiattimento
Dimensione per il filler
Forma dell'aggregato grosso (per aggregato proveniente da riciclo)
Resistenza alla frammentazione/frantumazione (per calcestruzzo $R_{ck} \geq C50/60$)

Il progetto, nelle apposite prescrizioni, potrà fare utile riferimento alle norme UNI 8520-1:2005 e UNI 8520-2:2005, al fine di individuare i limiti di accettabilità delle caratteristiche tecniche degli aggregati.

Aggiunte

Nei calcestruzzi è ammesso l'impiego di aggiunte, in particolare di ceneri volanti, loppe granulate d'altoforno e fumi di silice, purché non ne vengano modificate negativamente le caratteristiche prestazionali. Le ceneri volanti devono soddisfare i requisiti della norma europea armonizzata UNI EN 450-1. Per quanto riguarda l'impiego si potrà fare utile riferimento ai criteri stabiliti dalle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

I fumi di silice devono soddisfare i requisiti della norma europea armonizzata UNI EN 13263-1.

Additivi

Gli additivi devono essere conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 934-2.

Acqua di impasto

L'acqua di impasto, ivi compresa l'acqua di riciclo, dovrà essere conforme alla norma UNI EN 1008: 2003, deve essere limpida, priva di sali (particolarmente solfati e cloruri) in percentuali dannose e non essere aggressiva.

Armatura

Non si devono porre in opera armature eccessivamente ossidate, corrosive, recanti difetti superficiali, che ne menomino la resistenza o ricoperte da sostanze che possano ridurne sensibilmente l'aderenza al conglomerato.

Impasti

La distribuzione granulometria degli inerti, il tipo di cemento e la consistenza dell'impasto, devono essere adeguati alla particolare destinazione del getto, ed al procedimento di posa in opera del conglomerato.

Il quantitativo d'acqua deve essere il minimo necessario a consentire una buona lavorabilità del conglomerato tenendo conto anche dell'acqua contenuta negli inerti.

Partendo dagli elementi già fissati il rapporto acqua-cemento, e quindi il dosaggio del cemento, dovrà essere scelto in relazione alla resistenza richiesta per il conglomerato.

L'impiego degli additivi dovrà essere subordinato all'accertamento dell'assenza di ogni pericolo di aggressività.

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

L'impasto deve essere fatto con mezzi idonei ed il dosaggio dei componenti eseguito con modalità atte a garantire la costanza del proporzionamento previsto in sede di progetto.

Il Direttore dei lavori effettua e prescrive i controlli sul conglomerato e sull'acciaio secondo quanto previsto dal D.M. 09/01/1996, punti 2.1 e 2.2 e § 11.2 "Calcestruzzo" del D.M.17.01.2018.

La valutazione delle caratteristiche meccaniche avverrà secondo quanto previsto:

- dall'allegato 2 D.M. 09/01/1996 per il conglomerato e § 11.2 "Calcestruzzo" del D.M.17.01.2018;
- dall'allegato 4 D.M. 09/01/1996 per l'acciaio § 11.3 "Acciaio" del D.M.17.01.2018.

8.10 ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE

Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si adotteranno acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+, secondo quanto specificato al punto A del § 11.1 del DM Infrastrutture 17 gennaio 2018.

Per le unioni bullonate dovranno essere utilizzati bulloni e viti ad alta resistenza classe 10.9 (cfr. tab.11.3.XIIa e b).

Le unioni mediante saldatura dovranno essere realizzate preventivamente in officina secondo quanto previsto dalla tab.11.3.XI del DM 17.01.2018.

Per tutti gli elementi sarà previsto un trattamento superficiale di zincatura a caldo (per lo spessore minimo e medio si rimanda alle norme UNI-EN-1461).

Il Direttore dei lavori effettua e prescrive i controlli e valuta le caratteristiche meccaniche sull'acciaio da carpenteria metallica e sulle unioni saldate e bullonate secondo quanto previsto dal D.M.17.01.2018 § 11.3.4.

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

9 RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

9.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione geotecnica è la seguente:

- D.M. 11/03/1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”. *La natura delle opere di fondazione per i lavori in oggetto ricadono nel disposto dell’art.C4 D.M. 11/03/1988*;
- Circ. LL.PP.24/09/1988 “Istruzioni riguardanti il D.M. 11/03/1988”;
- D.M. 14.01.2008 “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare del 02.02.2009 “Istruzioni per l’applicazione delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M.14.01.2008”;
- D.M. 17.01.2018 Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare del 21.01.2019 n.7/C.S.LL.PP. “Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M.17.01.2018”.

Il riferimento al DM 09/01/1996, DM 14/01/2008 e collegate è da intendersi riferito solo per opere preesistenti.

9.2 MORFOLOGIA, GEOLOGIA E IDROGEOLOGIA

Si rimanda integralmente ai puntuali ed esaustivi studi geologici allegati al progetto strutturale.

9.3 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Il D.M. 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni”, pubblicato sul S.O. della Gazzetta Ufficiale n. 8 del 20/02/2018, raccoglie in un unico organico testo le Norme tecniche per le costruzioni prima distribuite in diversi decreti ministeriali. Esse forniscono i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere.

Il ***D.M. LL.PP. 11/3/88***, concernente le “norme tecniche relative alle indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”, prescrive che le scelte di progetto, i calcoli e le verifiche tecniche relative alla progettazione devono fondarsi sempre sulla caratterizzazione geologica e geotecnica del sottosuolo ottenuta con rilievi, indagini e prove. Tale caratterizzazione rappresenta il risultato finale del processo di acquisizione, elaborazione ed analisi delle informazioni acquisite (geologiche, tettoniche, stratigrafiche, meccaniche, ecc.) dalla campagna geognostica effettuata e, dunque, rileva le condizioni reali del sottosuolo in esame. Le indagini sono state predisposte con il duplice obiettivo di definire con precisione la stratigrafia locale, stabilire le caratteristiche litotecniche e sismiche e di determinare i valori dei parametri geotecnici dei terreni interessanti ***“il volume significativo”*** dei terreni sottostanti le singole aree d’intervento.

9.3.1 Stratigrafia e parametri geotecnici

Di seguito vengono riportate le stratigrafie relative ad ogni intervento. L’ubicazione delle indagini è ricavabile sia dai grafici strutturali che dalla relazione geologica:

INTERVENTO 22**I. GEO. s.a.s.**

Indagini geognostiche-geofisiche-idrogeologiche

Via Aldo Moro n. 2 - 81050 Pastorano (CE) - Tel-fax: 0823/879116

Certificazione Qualità: ISO 9001:2015 N.: QMS-05065959-19

Attestazione SOA OS 20-B n. 4685/66/02 Cat. I - Valida fino al 21/01/2024 - Ente certificatore IMPRESOA S.p.a.

Committente: Perruolo Inerti srl**Attrezzatura:** Sonda TEREDO MN 900**Oggetto lavori:** Messa in sicurezza del patrimonio infrastrutturale esistente - Strade Provinciali n. Sp17A, Sp17B, Sp19, Sp58, Sp62, nei comuni di Celle Di Bulgheria, Roccagloriosa e Torre Orsaia**Data Inizio Sondaggio:** 29 - 08 - 2020**Data Fine Sondaggio:** 29 - 08 - 2020**N. certificato:** 0942/20**Località:** SP19 Intervento 22 - Roccagloriosa (SA)**Sigla Sondaggio:** S3

p.c.	Profondità		Colonna Stratigraf.	Stratigrafia e descrizione dei terreni	Condizionamento		Falda (m)	Campione	S.P.T. (m)
	Q.rel. (m)	Spess. (m)			I	P			
		2.50		Massicciata stradale e riporto costituito da ghiaia centimetrica a spigoli vivi in matrice sabbiosa					
	2.50	2.50		Limo argilloso con ghiaia sparsa a spigoli vivi e nuclei di ossidazione. Colore dal marrone al grigio scuro;				3.00 3.50	3.50 - 3.95
5.00	5.00			Argille a tratti scagliose. Evidente struttura laminare alterata. Colore dal grigio scuro;					6 - 8 - 9
		4.00		Argille a tratti scagliose. Evidente struttura laminare. Presenza di venature calcitiche biancastre. A tratti sono presenti piccoli livelli di calcareniti. Colore grigio scuro;					6.00 - 6.46
10.00	10.00	1.00		Argille e Argilliti a tratti scagliose. Evidente struttura laminare. Presenza di venature calcitiche biancastre. A tratti sono presenti piccoli livelli di calcareniti. Colore grigio scuro;					11 - 15 - 17
		8.50		Argille e Argilliti a tratti scagliose. Evidente struttura laminare. A tratti sono presenti piccoli livelli di calcareniti. Colore grigio scuro. Visto la consistenza dei materiali in alcuni tratti della perforazione è avvenuta con presenza notevole di acqua;					
15.00									
		1.50		Astenanza di livelli argilliti grigio scuro e di calcareniti;					
20.00	20.00								
				Fine sondaggio					
25.00									
30.00									
35.00									

I = Inclinatorio

P = Piezometro

R = Campione rimaneggiato

= Campione indisturbato

IL Direttore Tecnico I.GEO S.a.s.
di DONOFRIO GIUSEPPE & C.
Dr. Geol. Giuseppe Donofrio
 Via Aldo Moro 2 - PASTORANO (CE)
 Part. Iva e Cod. Fisc. 01959710618

Attestazione SOA OS 20-B n. 4685/66/02 Cat. I - Valida fino al 21/01/2024 - Ente certificatore IMPRESOA S.p.A.

Sigla Sondaggio: S4

IL Direttore Tecnico **I.GEO. S.a.s.**
Dr. Geol. Giuseppe D'Onofrio
di D'ONOFRI GIUSEPPE & C.
Via Aldo Moro 2 PASTORANO (CE)
Part.Iva e Cod. Fisc. 01956710618

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

Dall'interpretazione delle stratigrafie su riportate e dalle indagini eseguite (allegate integralmente agli studi geologici e sulle indagini eseguite in campo ed in laboratorio), ai fini dei calcoli strutturali, per ogni singolo intervento, sono stati adottati parametri geotecnici di seguito riportati, ampiamente cautelativi rispetto ai parametri di letteratura della formazione geologica del territorio interessato dagli interventi:

Palificata intervento 22

Strato 1

- $\gamma_n = 2.000 \text{ kg/m}^3$;
- $\varphi = 23^\circ$;
- $c = 0,0$;
- spessore banco = 9,00m;

Strato 2

- $\gamma_n = 2.100 \text{ kg/m}^3$;
- $\varphi = 26^\circ$;
- $c = 0,21 \text{ kg/cm}^2$;
- spessore banco = 11,00m;

9.3.2 Sismicità dell'area e caratterizzazione sismica dei terreni

SISMICITÀ DELL'AREA E CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI

Si definiscono di **categoria B** i sottosuoli dove dovranno essere realizzate le opere: **“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s ($N_{SPR,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina)”**.

9.4 LOCALIZZAZIONE DEL LIVELLO IDRICO DI FALDA

Sotto l'aspetto idrogeologico, dal quadro della circolazione idrica sotterranea che è stato possibile ricostruire in seguito alle indagini geologiche eseguite ne è scaturita l'assenza della falda nei primi metri di profondità.

Si prescrive di programmare interventi di riordino delle acque superficiali a monte ed a valle degli interventi ed allo stesso modo di programmare trincee drenanti a monte qualora dovessero emergere in fase esecutiva o dopo l'esecuzione delle opere evidenze di ristagni sotterranei di acqua o di falde effimere episupeficiali.

9.5 METODOLOGIE DI SCAVO DELLE FONDAZIONI, STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO E PRESCRIZIONI IN GENERE

In progetto non sono previsti lavori di scavo qualora dovessero occorrere lo scavo del piano di fondazione dovrà essere realizzato mediante scavo a sezione obbligata e di sbancamento, previa realizzazione delle opportune opere di sostegno previste in progetto.

Trattandosi di scavi interferenti con viabilità, piazzali e proprietà private è previsto sempre lo scavo armato con blindaggio modulare; si prescrive l'utilizzo di attrezzature dotate di marchiatura CE adatte allo scopo. La Direzione di Cantiere dovrà produrre le schede tecniche prestazionali di tali attrezzature di blindaggio con le relative certificazioni CE, altresì dovrà essere prodotta idonea certificazione o calcolazioni di dettaglio che tali opere temporanee siano idonee sia a sopportare i carichi cui è sottoposto e sia a contenere gli spostamenti al minimo possibile compatibili con i fabbricati limitrofi e le loro pertinenze e compatibili con l'intero corpo stradale con tutte le sue opere di fondazione, di sostegno e di arredo. Tali calcolazioni dovranno essere trasmesse alla Direzione dei Lavori per la definitiva approvazione.

Nel caso in cui per eventuali scavi non si potesse prevedere il blindaggio, i fronti di scavo dovranno essere messi in sicurezza modellando le scarpe con una pendenza adeguata alle caratteristiche del terreno in sito, avendo cura di non caricare la scarpata, né con il passaggio di carichi mobili e né con lo stoccaggio dei materiali di lavorazione. In tal caso la Direzione di Cantiere dovrà operare le calcolazioni di dettaglio di tali opere temporanee che dimostrino la stabilità locale e globale; tali calcolazioni dovranno essere trasmesse alla Direzione dei Lavori per la definitiva approvazione.

Di seguito si riportano le valutazioni delle condizioni di stabilità speditive che la Direzione di Cantiere potrà utilizzare come riferimento nelle sue calcolazioni.

Valutazione delle condizioni di stabilità di scavo

Per la valutazione delle condizioni di stabilità degli scavi si è tenuto conto della classificazione dei suoli (Soil Classification System) come definiti dalla Norma Standard 1926 (Safety and health regulations for construction) dell'OSHA:

- Rocce stabili
- Terreno “tipo A”
- Terreno “tipo B”
- Terreno “tipo C”

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

Le rocce stabili sono definibili come un complesso di minerali solidi naturali che possono essere scavati con pareti verticali che rimangono intatte per tutto il periodo di esposizione agli agenti atmosferici.

Con terreno di “*tipo A*” si intendono i suoli coesivi costituiti da argille/limi o da terre a forte componente argillosa.

Con terreno di “*tipo B*” si intendono i terreni mediamente coesivi a parziale composizione granulare (sabbie e ghiaie con presenza di componente argillosa/limosa) o dotati di attrito interno come i terreni costituiti da frammenti rocciosi spigolosi.

Con terreno di “*tipo C*” si intendono i terreni incoerenti a comportamento granulare come le sabbie e le ghiaie.

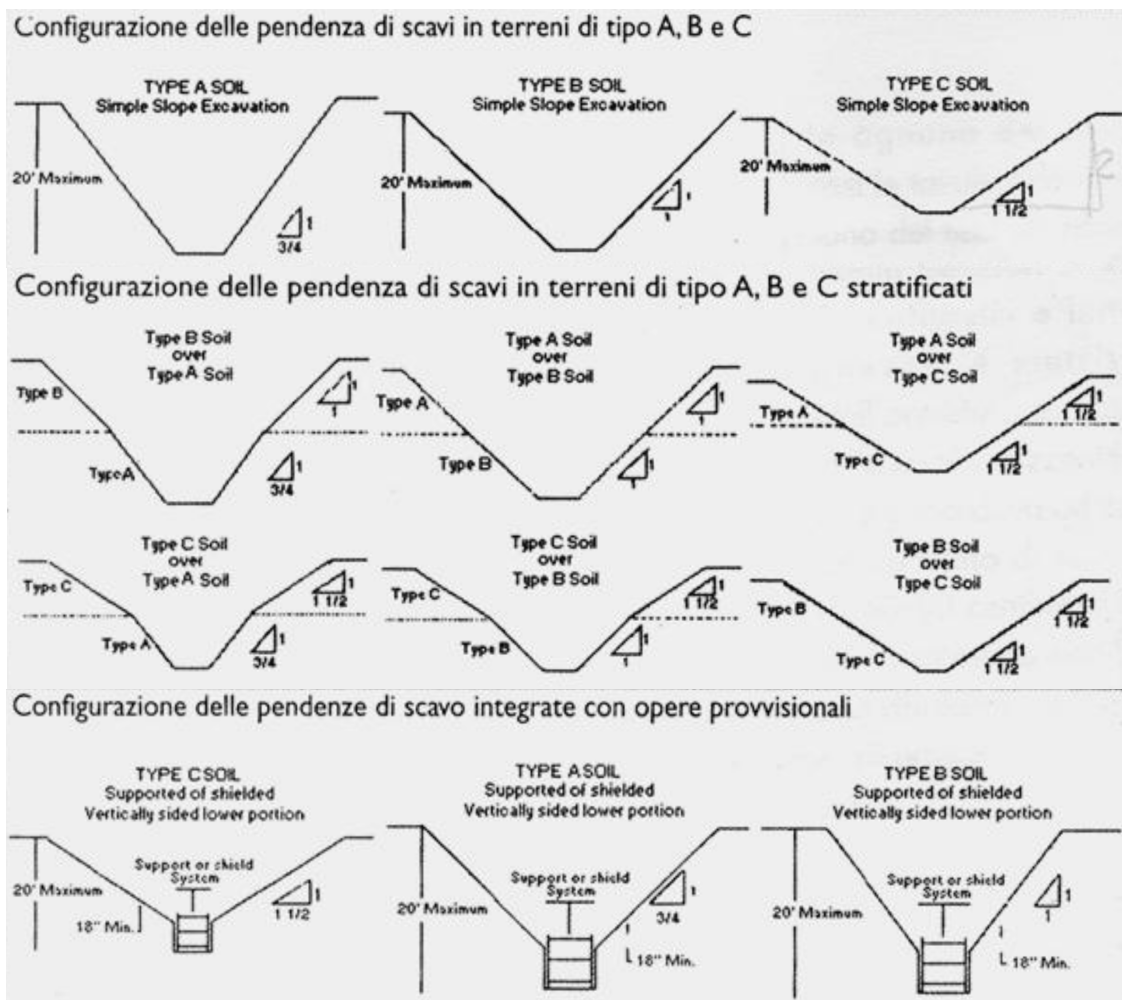
Le massime pendenze consentite, in funzione della classificazione sopra descritta, sono le seguenti:

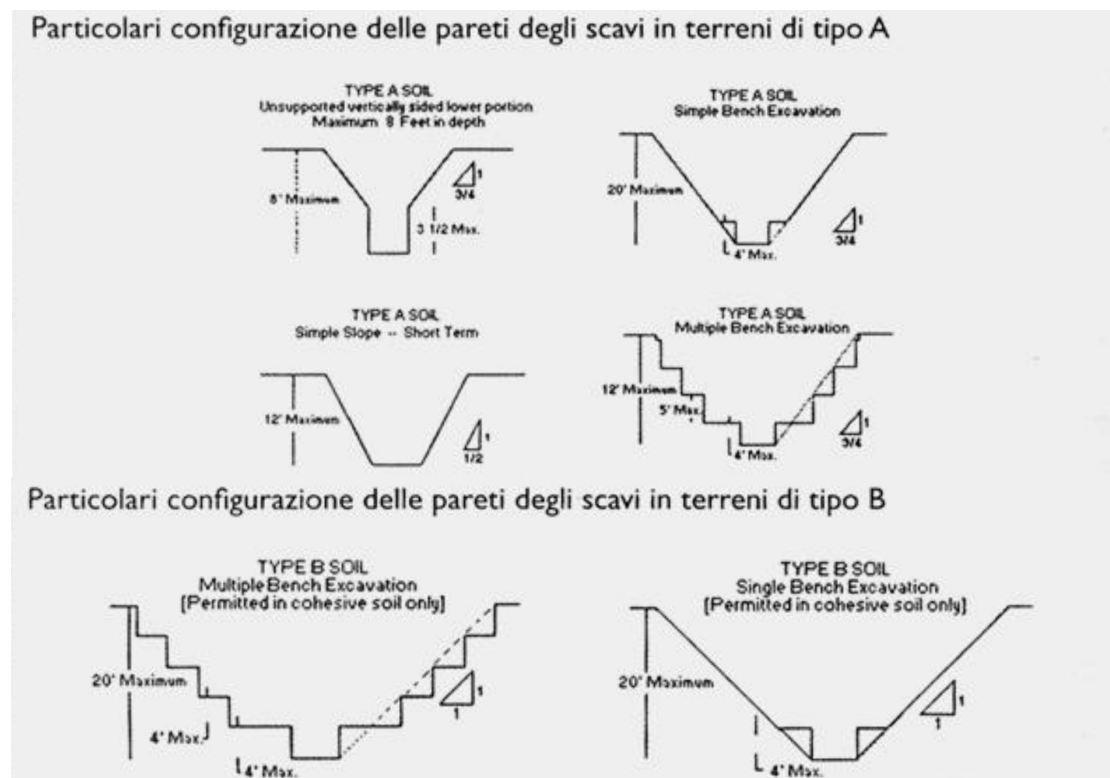
Tipo di roccia o terreno	Max pendenza consentita (h/v) per scavi di profondi meno di 6,10 m ***	
Roccia stabile	Verticale	90°
Terreno “ <i>tipo A</i> ” *	$\frac{3}{4}:1$	53°
Terreno “ <i>tipo B</i> ” **	1:1	45°
Terreno “ <i>tipo C</i> ”	$1\frac{1}{2}:1$	34°

* per scavi di breve periodo (max 24 ore di scavo aperto) e di profondità max di 3,67 m, la max pendenza consentita è di $\frac{1}{2}:1$ ovvero 63°.

** scavi tipo trincea con le pendenze consigliate possono essere realizzati, in assenza di opere provvisionali di sostegno, solo in terreni dotati di coesione.

*** pendenze (o gradonamenti) per scavi più profondi di 6,10 m devono essere realizzati su progetto di un ingegnere abilitato.





Nel nostro caso specifico gli scavi possono essere classificati come scavi a cielo aperto a sezione ristretta di breve periodo, con profondità inferiore a 3,11 m, interessanti terreni di “*tipo B*” (terreni dotati di attrito interno come i terreni costituiti da frammenti rocciosi spigolosi), per i quali si dovrà prevedere una **pendenza massima del fronte di scavo pari a 45°**.

Inoltre si dovrà avere cura di realizzare a lavoro ultimato un rinfilanco e rinterro degli scavi con un terreno asciutto proveniente dagli scavi opportunamente vagliato e costipato a strati al fine di garantire buone caratteristiche meccaniche e dunque minori spinte attive e maggiori spinte passive resistenti; ed al tempo stesso scongiurare fenomeni di cedimento.

9.6 STABILITÀ GLOBALE DELL'INTERVENTO

Gli interventi proposti nel presente progetto strutturale garantiranno la stabilità globale dell'area.

Agli interventi nr.22 e 23 è stata investigata anche la stabilità di versante che ha dato valori di sicurezza appena sufficienti. Il monitoraggio delle aree di intervento potranno eventualmente suggerire ulteriori strategie di azione sulla stabilizzazione del versante a monte in arre private.

9.7 TENSIONE AMMISSIBILE DEL TERRENO DI FONDAZIONE E CARICO LIMITE

Nello specifico allegato di calcolo di ogni manufatto è riportato la verifica a carico limite della fondazione.

Tutte le verifiche risultano soddisfatte come evincibile dal fascicolo dei calcoli delle strutture e delle fondazioni.

Per la fase di cantiere si prescrive che il carico ammissibile debba essere valutato secondo la seguente tabella estratta dalle norme DIN 1054.

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

TABELLA FND.1 - PRESSIONI MASSIME AMMISSIBILI IN kg/cm² SECONDO DIN 1054

Terreni non argillosi sufficientemente compatti										Terreni argillosi	
Profondità del piano di posa della fondazione	Sabbia da fine a media				Sabbia grossa fino a ghiaia					Consistenza del terreno	Tensioni ammissibili (kg/cm²)
	per una lunghezza minima della fondazione di										
	0,4 m	1 m	5 m	10 m	0,4 m	1 m	5 m	10 m			
Fino a 0,5 m 1 m 2 m	Tensioni ammissibili (kg/cm²)									Molto molle Molle Plastico Duro Molto duro	0,0 0,4 1,0 2,0 4,0
	0,15	0,20	0,25	0,30	0,20	0,30	0,40	0,50			
	0,20	0,30	0,40	0,50	0,25	0,35	0,50	0,60			
	0,25	0,35	0,50	0,60	0,30	0,45	0,60	0,80			
N.B. I valori intermedi devono essere interpolati linearmente.											

Il carico ammissibile ricavabile dalla tabella è riportato per offrire al cantiere un parametro di veloce verifica in caso di realizzazione di opere temporanee per la costruzione.

La valutazione caso per caso deve essere effettuata dall'ingegnere di cantiere, e sottoposta al Direttore dei Lavori.

10 RELAZIONE DI CALCOLO – MURI DI SOSTEGNO

Sono illustrati con la presente i risultati dei calcoli che riguardano il calcolo delle spinte, le verifiche di stabilità e di resistenza di muri di sostegno.

10.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTI

I calcoli sono condotti nel pieno rispetto della normativa vigente e, in particolare, la normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione è costituita dalle *Norme Tecniche per le Costruzioni*, emanate con il D.M. 17/01/2018 pubblicato nel suppl. 8 G.U. 42 del 20/02/2018, nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 21 Gennaio 2019, n. 7 “*Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni*”.

10.2 CALCOLO DELLE SPINTE

Si suppone valida l'ipotesi in base alla quale la spinta attiva si ingenera in seguito al movimento del manufatto nella direzione della spinta agente. Le ipotesi di base per il calcolo della spinta sono le seguenti, le medesime adottate dal metodo di calcolo secondo *Coulomb*, con l'estensione di *Muller-Breslau* e *Mononobe-Okabe*:

- In fase di spinta attiva si crea all'interno del terrapieno un cuneo di spinta, che si distacca dal terreno indisturbato tramite linee di frattura rettilinee, lungo le quali il cuneo scorre generando tensioni tangenziali dovute all'attrito.
- Sul cuneo di spinta agiscono le seguenti forze: peso proprio del terreno, sovraccarichi applicati sull'estradosso del terrapieno, spinte normali alle superfici di scorrimento del cuneo (da una parte contro il paramento e dall'altra contro la porzione di terreno indisturbato), forze di attrito che si innescano lungo le superfici del cuneo e che si oppongono allo scorrimento.
- In condizioni sismiche, al peso proprio del cuneo va aggiunta una componente orizzontale, ed eventualmente anche una verticale, pari al peso complessivo moltiplicato per il prodotto dei coefficienti sismici.
- Il fatto che il muro ha spostamenti significativi fa in modo che l'attrito che si genera è pari al valore massimo possibile, sia in condizioni di spinta attiva che di spinta passiva, quindi le risultanti delle reazioni sulle pareti del cuneo risultano inclinate di un angolo ϕ rispetto alla normale alla superficie di scorrimento.

Il Codice di Calcolo, pur adottando le stesse ipotesi, piuttosto che utilizzare la formula di *Coulomb* in forma chiusa, applica la procedura originaria derivante dall'equilibrio delle forze agenti sul cuneo di spinta, cercando il valore di

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

massimo della spinta per tentativi successivi su tutti i possibili cunei di spinta. Così facendo si possono aggiungere alle ipotesi già indicate le seguenti generalizzazioni, che invece devono essere trascurate utilizzando i metodi classici:

- Il terreno spingente può essere costituito da diversi strati, separati da superfici di forma generica, con caratteristiche geotecniche differenti.
- Il profilo dell'estradosso del terrapieno spingente può avere una forma generica qualsiasi, purché coerente con le caratteristiche del terreno.
- I sovraccarichi agenti sul terrapieno possono avere una distribuzione assolutamente libera.
- Può essere tenuta in conto la coesione interna del terreno e la forza di adesione tra terreno e muro.
- Si può calcolare la spinta di un muro con mensola aerea stabilizzante a monte, al di sotto della quale si crea un vuoto nel terreno.
- È possibile conoscere l'esatto andamento delle pressioni agenti sul profilo del muro anche nei casi sopra detti, in cui tale andamento non è lineare, ma la cui distribuzione incide sul calcolo delle sollecitazioni interne.
- Si può supporre anche l'esistenza una linea di rottura del cuneo interna, che va dal vertice estremo della mensola di fondazione a monte fino a intersecare il paramento, inclinata di un certo angolo legato a quello di attrito interno del terreno stesso. Si può quindi conoscere l'esatta forma del cuneo di spinta, per cui le forze in gioco variano in quanto solo una parte di esso è a contatto con il paramento. Il peso proprio del terreno portato sarà solo quello della parte di terrapieno che realmente rimarrà solidale con la fondazione e non risulterà interessato da scorrimenti, quindi in generale un triangolo. Ciò fa sì che il peso gravante sulla fondazione può risultare notevolmente inferiore a quello ricavato con i metodi usuali, dal momento che una parte è già stata conteggiata nel cuneo di spinta.

Per quanto riguarda la spinta passiva, quella del terrapieno a valle, le uniche differenze rispetto a quanto detto consistono nel fatto che le forze di attrito e di coesione tra le superfici di scorrimento del cuneo hanno la direzione opposta che nel caso di spinta attiva, nel senso che si oppongono a un moto di espulsione verso l'alto del cuneo, e la procedura iterativa va alla ricerca di un valore minimo piuttosto che un massimo.

Nei casi di fondazione su pali o muri tirantati si può ritenere più giusto adottare un tipo di spinta a riposo, che considera il cuneo di terreno non ancora formato e spostamenti dell'opera nulli o minimi. Tale spinta è in ogni caso superiore a quella attiva e la sua entità si dovrebbe basare su considerazioni meno semplicistiche. Il programma opera prendendo come riferimento una costante di spinta pari a:

$$K_o = 1 - 0,9 \times \tan \phi$$

essendo ϕ l'angolo di attrito interno del terreno, formula che si trova diffusamente in letteratura. Se tale deve essere la costante di spinta per un terreno uniforme, ad estradosso rettilineo orizzontale e privo di sovraccarichi e di azione sismica, viene ricavato un fattore di riduzione dell'angolo di attrito interno del terreno, tale che utilizzando questo angolo ridotto e la consueta procedura per il calcolo della spinta attiva, la costante fittizia di spinta attiva corrisponda alla costante a riposo della formula sopra riportata.

Una volta ricavato questo fattore riduttivo, il programma procede al calcolo con le procedure standard, mettendo in gioco le altre variabili, quali la sagomatura dell'estradosso e degli strati, la presenza di sovraccarichi variamente distribuiti e la condizione sismica. La giustificazione di ciò risiede nella considerazione in base alla quale in condizioni di spinta a riposo, gli spostamenti interni al terreno sono ridotti rispetto alla spinta attiva, quindi l'attrito che si mobilita è una parte di quello massimo possibile, e di conseguenza la spinta risultante cresce.

In base a queste considerazioni di ordine generale, il programma opera come segue:

- Si definisce la geometria di tutti i vari cunei di spinta di tentativo, facendo variare l'angolo di scorrimento dalla parte di monte da 0 fino al valore limite $90 - \phi$. Quindi in caso di terreno multistrato, la superficie di scorrimento sarà costituita da una spezzata con inclinazioni differenti da strato a strato. Ciò assicura valori di spinta maggiori rispetto a una eventuale linea di scorrimento unica rettilinea. L'angolo di scorrimento interno, quello dalla parte del paramento, qualora si attivi la procedura "*Coulomb estes*" è posto pari a 3/4 dell'angolo utilizzato a monte. Tale percentuale è quella che massimizza il valore della spinta. È possibile però attivare la procedura "*Coulomb classico*", in cui tale superficie si mantiene verticale, ma utilizzando in ogni caso l'angolo di attrito tra terreno e muro.
- Si calcola l'entità complessiva dei sovraccarichi agenti sul terrapieno che ricadono nella porzione di estradosso compresa nel cuneo di spinta.

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

- Si calcola il peso proprio del cuneo di spinta e le eventuali componenti sismiche orizzontali e verticali dovute al peso proprio ed eventualmente anche ai sovraccarichi agenti sull'estradosso.
- Si calcolano le eventuali azioni tangenziali sulle superfici interne dovute alla coesione interna e all'adesione tra terreno e muro.
- In base al rispetto dell'equilibrio alla traslazione verticale e orizzontale, nota l'inclinazione delle spinte sulle superfici interne (pari all'angolo di attrito), sviluppato in base a tutte le forze agenti sul concio, si ricavano le forze incognite, cioè le spinte agenti sul paramento e sulla superficie di scorrimento interna del cuneo.
- Si ripete la procedura per tutti i cunei di tentativo, ottenuti al variare dell'angolo alla base. Il valore massimo (minimo nel caso di spinta passiva) tra tutti quelli calcolati corrisponde alla spinta del terrapieno.

10.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Il programma opera in ottemperanza alle norme attuali per quanto riguarda le combinazioni di carico da usare per i vari tipi di verifiche. In particolare viene rispettato quanto segue.

- Le verifiche di resistenza del paramento e della fondazione SLU vengono effettuate in base alle combinazioni di carico del tipo A1, riportate nei tabulati di stampa.
- Le verifiche geotecniche di portanza e scorrimento vengono effettuate in base alle combinazioni di tipo A1 e A2, in caso di approccio del tipo 1, oppure utilizzando le sole combinazioni del tipo A1, in caso di approccio 2.
- Il sisma verticale viene considerato alternativamente in direzione verso l'alto e verso il basso. La spinta riportata nei tabulati si riferisce al caso in cui la spinta risulta maggiore.
- Le verifiche al ribaltamento vengono svolte utilizzando i coefficienti riportati in norma nella tabella 6.2.I secondo le modalità previste dalla norma stessa, annullando quindi i contributi delle singole azioni che abbiano un effetto stabilizzante.
- I coefficienti delle combinazioni di carico riportati nei tabulati di stampa si riferiscono esclusivamente ai sovraccarichi applicati sul terrapieno e sul muro stesso. Il peso proprio strutturale del muro e quello del terreno di spinta vengono trattati in base a quanto prevede la norma per i pesi propri strutturali e non strutturali, a prescindere dai coefficienti utilizzati per le varie combinazioni.

10.4 VERIFICA AL RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento si effettua in sostanza come equilibrio alla rotazione di un corpo rigido sollecitato da un sistema di forze, ciascuna delle quali definita da un'intensità, una direzione e un punto di applicazione.

Non va eseguita se la fondazione è su pali. Le forze che vengono prese in conto sono le seguenti:

- Spinta attiva complessiva del terrapieno a monte.
- Spinta passiva complessiva del terrapieno a valle (da considerare nella quota parte indicata nei dati generali).
- Spinta idrostatica dell'acqua della falda a monte, a valle e sul fondo.
- Forze esplicite applicate sul muro in testa, sulla mensola area a valle e sulla mensola di fondazione a valle.
- Forze massime attivabili nei tiranti per moto di ribaltamento.
- Forze di pretensione dei tiranti.
- Peso proprio del muro composto con l'eventuale componente sismica.
- Peso proprio della parte di terrapieno solidale con il muro composto con l'eventuale componente sismica.

Di ciascuna di queste forze verrà calcolato il momento, ribaltante o stabilizzante, rispetto ad un punto che è quello più in basso dell'estremità esterna della mensola di fondazione a valle. In presenza di dente di fondazione disposto a valle, il punto di equilibrio è quello più esterno al di sotto del dente.

Ai fini del calcolo del momento stabilizzante o ribaltante, esso per ciascuna forza è ottenuto dal prodotto dell'intensità della forza per la distanza minima tra la linea d'azione della forza e il punto di rotazione. Qualora tale singolo momento abbia un effetto ribaltante verrà conteggiato nel momento ribaltante complessivo, qualora invece abbia un effetto stabilizzante farà parte del momento stabilizzante complessivo. Può quindi accadere che il momento ribaltante sia pari a 0, e ciò fisicamente significa che incrementando qualunque forza, ma mantenendone la linea d'azione, il muro non andrà mai in ribaltamento.

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento è dato dal rapporto tra il momento stabilizzante complessivo e quello ribaltante. La verifica viene effettuata per tutte le combinazioni di carico previste.

10.5 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento è effettuata come equilibrio alla traslazione di un corpo rigido, sollecitato dalle stesse forze prese in esame nel caso della verifica a ribaltamento, tranne per il fatto che per i tiranti il sistema di forze è quello che si innesca per moto di traslazione. Ciascuna forza ha una componente parallela al piano di scorrimento del muro, che a seconda della direzione ha un effetto stabilizzante o instabilizzante, e una componente ad esso normale che, se di compressione, genera una reazione di attrito che si oppone allo scorrimento. Una ulteriore parte dell'azione stabilizzante è costituita dall'eventuale forza di adesione che si suscita tra il terreno e la fondazione.

In presenza di dente di fondazione, la linea di scorrimento non è più quella di base della fondazione, ma è una linea che attraversa il terreno sotto la fondazione, e che congiunge il vertice basso interno del dente con l'estremo della mensola di fondazione opposta. In tal caso quindi l'attrito e l'adesione sono quelli interni del terreno. In questo caso viene conteggiato pure il peso della parte di terreno sottostante alla fondazione che nel moto di scorrimento rimane solidale con il muro.

Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento è dato dal rapporto tra l'azione stabilizzante complessiva e quella instabilizzante. La verifica viene effettuata per tutte le combinazioni di carico previste.

10.6 CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Nel caso di fondazione diretta, si assume quale carico limite che provoca la rottura del terreno di fondazione quello espresso dalla formula di *Brinch-Hansen*. Tale formula fornisce il valore della pressione media limite sulla superficie d'impronta della fondazione, eventualmente parzializzata in base all'eccentricità. Esiste un tipo di pressione limite a lungo termine, in condizioni drenate, e un altro a breve termine in eventuali condizioni non drenate.

Le espressioni complete utilizzate sono le seguenti:

- In condizioni drenate:

$$Q_{\lim} = \frac{1}{2} \Gamma \cdot B \cdot N_g \cdot i_g \cdot d_g \cdot b_g \cdot s_g \cdot g_g + C \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot g_c + Q \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot g_q$$

- In condizioni non drenate:

$$Q_{\lim} = C_u \cdot N_{c'} \cdot i_{c'} \cdot d_{c'} \cdot b_{c'} \cdot s_{c'} \cdot g_{c'} + Q \cdot i_{q'} \cdot d_{q'} \cdot b_{q'} \cdot s_{q'} \cdot g_{q'}$$

Fattori di portanza, ϕ in gradi:

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$$

$$N_{c'} = 2 + \pi$$

$$N_g = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + 0,1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$s_{q'} = 1$$

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$s_{c'} = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_g = s_q$$

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

Fattori di profondità, K espresso in radianti:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$$

$$d_{q'} = 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$d_g = 1$$

$$\text{dove } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ o } K = \arctan \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione dei carichi:

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right]^m$$

$$i_{q'} = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$i_{c'} = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot C_u \cdot N_c}$$

$$i_g = \left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right]^{m+1}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

con

Fattori di inclinazione del piano di posa, η in radianti:

$$b_q = (1 - \eta \cdot \tan \phi)^2$$

$$b_{q'} = 1$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$b_{c'} = 1 - 2 \cdot \frac{\eta}{N_{c'}}$$

$$b_g = g_q$$

Fattori di inclinazione del terreno, β in radianti:

$$g_q = (1 - \tan \beta)^2$$

$$g_{q'} = 1$$

$$g_c = 1 - 2 \cdot \frac{\beta}{N_{c'}}$$

$$g_g = g_q$$

essendo:

- Γ = peso specifico del terreno di fondazione
- Q = sovraccarico verticale agente ai bordi della fondazione
- e = eccentricità della risultante M/N in valore assoluto
- B = $B_t - 2 \times e$, larghezza della fondazione parzializzata

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

- B_i = larghezza totale della fondazione
- C = coesione del terreno di fondazione
- D = profondità del piano di posa
- L = sviluppo della fondazione
- H = componente del carico parallela alla fondazione
- V = componente del carico ortogonale alla fondazione
- C_u = coesione non drenata del terreno di fondazione
- C_a = adesione alla base tra terreno e muro
- η = angolo di inclinazione del piano di posa
- β = inclinazione terrapieno a valle, se verso il basso (quindi ≥ 0)

10.7 MURI IN CALCESTRUZZO A MENSOLA

Sulle sezioni del paramento e delle varie mensole, aeree e di fondazione, si effettua il progetto delle armature e le verifiche a presso-flessione e taglio in corrispondenza di tutte le sezioni singolari (punti di attacco e di spigolo) e in tutte quelle intermedie ad un passo pari a quello imposto nei dati generali. Vengono applicate le formule classiche relative alle sezioni rettangolari in cemento armato, con il progetto dell'armatura necessaria.

10.8 CALCOLO DEI CEDIMENTI DEL TERRAPIENO A MONTE

Per il calcolo dei cedimenti permanenti causati dall'azione sismica, il programma opera come segue. Innanzitutto vengono calcolate le spinte per una ulteriore modalità di azione sismica, cioè quella relativa allo stato limite di danno (SLD). A seguito del calcolo di tali spinte, per le sole combinazioni sismiche, si calcola lo spostamento residuo del muro per traslazione rigida, ricavato in base alla seguente formulazione di *Richards & Elms*:

$$d = \frac{0.087 \times V^2}{Acc \times \left(\frac{A_{lim}}{Acc} \right)^{-4}}$$

in cui si ha:

d = spostamento sismico residuo

$V = 0.16 \times Acc \times g \times S \times T_c$

Acc = accelerazione sismica adimensionale SLD

$g = 9.80665$ = accelerazione di gravità

S = coefficiente di amplificazione stratigrafico

T_c = coefficiente di amplificazione topografico

A_{lim} = accelerazione oltre la quale si innesca lo scorrimento della fondazione per superamento del limite dell'attrito

Una volta ricavato, per ciascuna combinazione di carico, tale spostamento orizzontale, si calcola il volume del terreno interessato a tale spostamento, pari allo spostamento stesso per l'altezza complessiva del muro, comprensiva dello spessore della fondazione. Il cedimento verticale del terreno a ridosso del muro viene quindi calcolato con la seguente formula (*Bowles* - metodo di *Caspe*):

$$S_v = 4 Vol / D$$

essendo Vol il volume di terreno interessato dallo spostamento del muro e D la distanza in orizzontale dal muro alla quale si annullano i cedimenti. Quest'ultima è assimilata alla dimensione orizzontale massima del cuneo di rottura del terreno spingente.

Infine i cedimenti lungo il tratto interessato sono calcolati con legge decrescente col quadrato della distanza X dal paramento:

$$S_x = S_v * (X / D)^2.$$

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

11 SOFTWARE UTILIZZATI E TIPO DI ELABORATORE

11.1 SOFTWARE UTILIZZATO

Foglio elettronico edito dalla DEI – Volume I (ISBN 978.88.496.1213.4– terza edizione aggiornata alla NTC 2018)

11.2 ELABORATORE UTILIZZATO

MARCA	DELL
MODELLO	OPTIPLEX 7780 AIO
PROCESSORE	Intel(R) Core(TM) i9-10900 CPU @ 2.80GHz 2.81 GHz
RAM	32 GB
S.O.	Windows 11 PRO
VERSIONE	23H2
ID DISPOSITIVO	D1146135-380D-46A5-8C37-A37D6C3684E9

11.3 CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 17.01.2018 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

Il Codice di Calcolo Elettronico è stato confrontato con schemi noti e su test sui casi prova forniti dalla S.T.S. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti. La S.T.S. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti fornisce direttamente on-line i test sui casi prova (<http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/homepage.htm>)

Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio.

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato
- Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.
- Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento.
- Controlli sulla verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.
- Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

11.4 VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli semplificati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

11.5 PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al § 9 del D.M. 14.01.2008.

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

Ai fini della verifica delle prestazioni il collaudatore farà riferimento ai valori di tensioni, deformazioni e spostamenti desumibili dall'allegato fascicolo dei calcoli per il valore delle le azioni pari a quelle di esercizio.

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

12 CONCLUSIONI

L'analisi dei complessi strutturali oggetto della seguente relazione e di tutti gli elaborati allegati ha evidenziato un buon comportamento sia sotto l'azione dei soli carichi verticali che sotto l'azione sismica.

In applicazione il menzionato progetto è stato redatto nel rispetto del D.M.17/01/2018.

Tutte le verifiche eseguite risultano soddisfatte secondo i livelli di sicurezza previsti dalla normativa vigente ed attestano la conformità delle strutture verificate a quanto disposto dalla stessa legislazione.

Al fine di valutare l'affidabilità dei risultati ottenuti dall'analisi automatica è stata condotta una valutazione complessiva consistente nel confronto con i risultati di semplici calcoli eseguiti con metodi tradizionali e adottati in fase di prima verifica della struttura.

Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, è stata valutata la consistenza delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

IL PROGETTISTA STRUTTURALE

Comuni di Roccagloriosa e Celle Di Bulgheria	Lavori di messa in sicurezza delle SP 19, SP 17 e SP 62 con realizzazione di nuovi marciapiedi, di integrazione della segnaletica verticale ed orizzontale con sistemi ad alta visibilità e miglioramento del sistema di disciplina delle acque pluviali con contestuale mitigazione del rischio idrogeologico. Progetto esecutivo
--	---

13 ALLEGATI E FASCICOLO DEI CALCOLI E RELAZIONE SINTETICA DEI RISULTATI

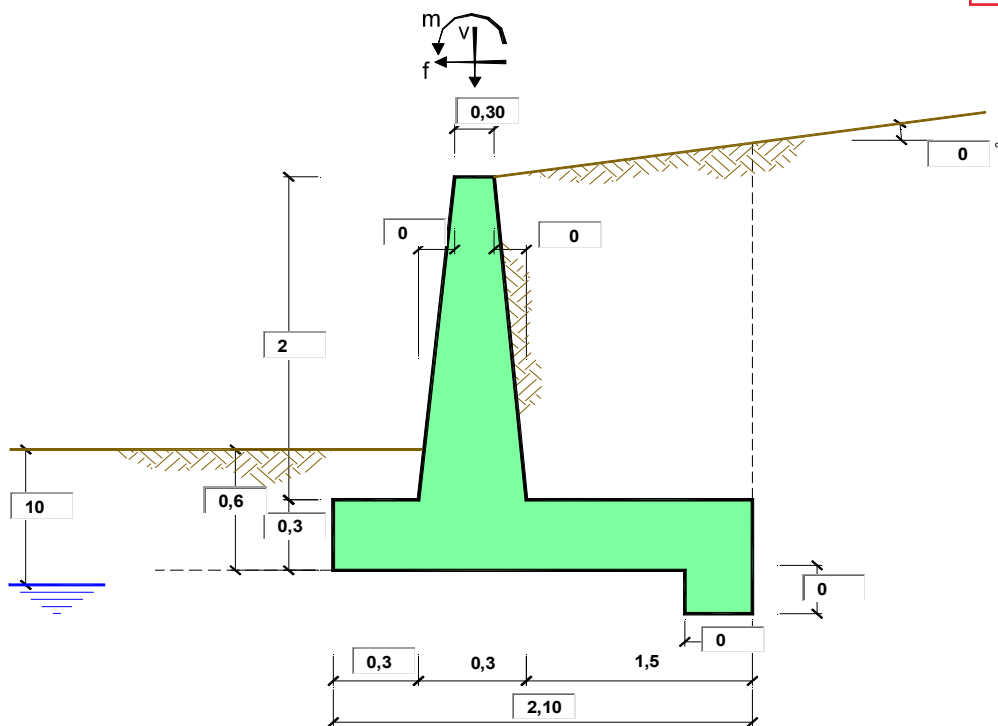
In allegato si riportano i seguenti allegati di calcolo per le opere strutturali di cui alla presente relazione.

ALLEGATO 4 – MURI DI SOSTEGNO

Allegato 4.1 - TABULATI DI CALCOLO – input ed output muro alto 2,0 ml;

Allegato 4.2 - TABULATI DI CALCOLO – input ed output muro alto 1,5 ml;

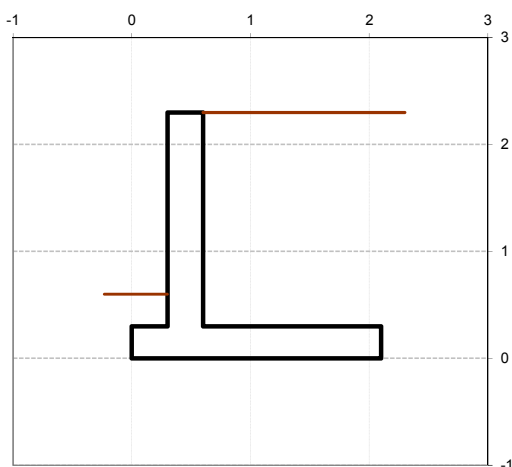
Allegato 4.3 - TABULATI DI CALCOLO – input ed output muro alto 1,0 ml;



OPERA Muro di sostegno H 2,00 ml

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	☐
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	☐
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	☒
	SLE (DM88)			☐
altro			☐	



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

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

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
coesione	c'_k	γ_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_r	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	1,00
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,00
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,00

Dati Geotecnici				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE	STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	35,00	35,00	29,26
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m³)	γ'	19,61	19,61	19,61
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	23,00	23,00	19,23
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		☒ drenate ☐ Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0,00	0,00	0,00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	23,00	23,00	18,76
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m³)	$\gamma1$	19,61	19,61	19,61
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m³)	γd	19,61	19,61	19,61
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	4,00		
	Modulo di deformazione	(kN/m²)	E	15000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0,14	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_S	1	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0,5	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0,07	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0,0350	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		☒ si ☐ no	

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0,244		0,244	0,306	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,285		0,285	0,351	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,288		0,288	0,355	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2,283		2,283	1,948	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2,177		2,177	1,850	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2,169		2,169	1,842	

Carichi Agenti				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE - sisma	STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m^2)	qp	5,00	6,50	5,50
	Sovraccarico su zattera di monte	(kN/m^2)	qp	5,00	6,50	5,50
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0,00	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0,00	0,00	0,00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0,00	0,00	0,00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m^2)	q	20,00	30,00	30,00
	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
Condizioni Sismiche	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0,00	0,00	0,00
	Coefficienti di combinazione condizione frequente $\Psi1$		0,75	condizione quasi permanente $\Psi2$	0,00	0,00
	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		

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	1,30	8,87	1,48
Sismico	1,76	8,11	2,66

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	C28/35	
Rck	35	(MPa)
fck	28	(MPa)
fcm	36	(MPa)
Ec	32308	(MPa)
α_{cc}	0,85	
γ_c	1,50	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	15,87	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2,77	(MPa)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche		
σ_c	11	Mpa
σ_t	260	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	11	Mpa
σ_t	260	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Acciaio

tipo di acciaio	Fe B 44 k	
$f_{yk} =$	430	(MPa)
$\gamma_s =$	1,15	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	373,91	(MPa)
$E_s =$	210000	(MPa)
$\epsilon_{ys} =$	0,18%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio $n = 15$

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

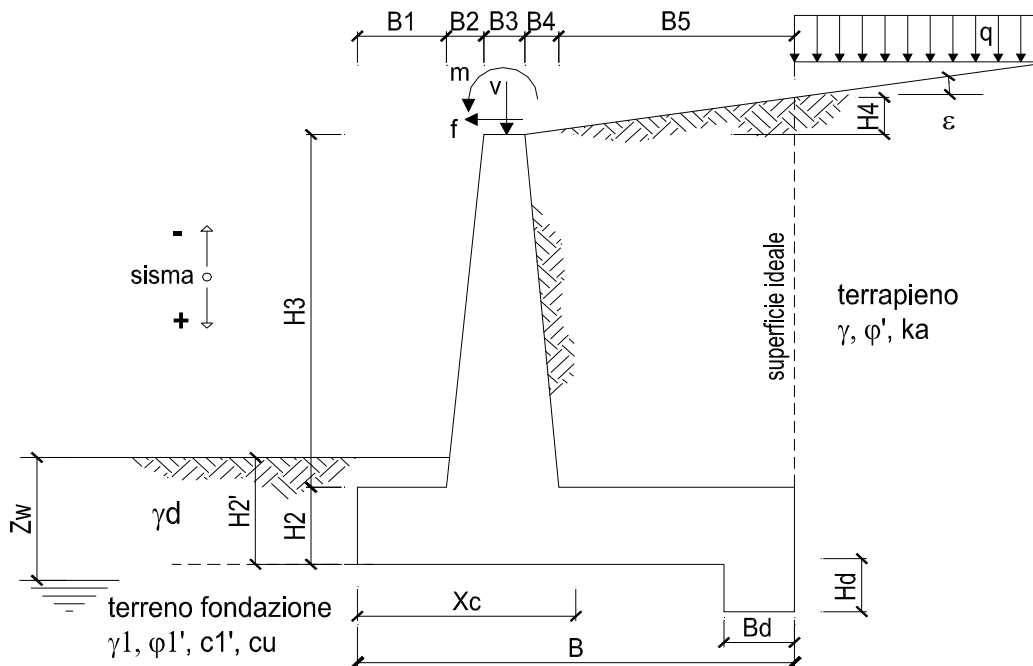
$c = 5,00$ (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 2,00$ (cm)

Interferro tra I e II strato

Frequente	w2▼	0,3	mm	i_{t-II}	5,00	(cm)
Quasi Permanente	w3▼	0,4	mm			



OPERA

Esempio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2,00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	2,10	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0,30	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,30	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1,50	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1,05	(m)

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

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	0,00	0,00	0,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	15,00	15,00	13,50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	0,00	0,00	0,00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	15,75	15,75	14,18
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	0,00	0,00	0,00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	30,75	30,75	27,68

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	58,83	58,83	52,95
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	0,00	0,00	0,00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	0,00	0,00	0,00
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	0,00	0,00	0,00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	58,83	58,83	52,95

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B_4+B_5)$	(kN/m)	30	45
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B_4+B_5)$	(kN/m)	0	

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

- Muro (Mm)

			SLE	STR/GEO	EQU
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B_1+2/3 B_2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B_1+B_2+0,5 \cdot B_3)$	(kNm/m)	6,75	6,75	6,08
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B_1+B_2+B_3+1/3 B_4)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	16,54	16,54	14,88
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	23,29	23,29	20,96

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

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B_1+B_2+B_3+B_4+0,5 \cdot B_5)$	(kNm/m)	79,42	79,42	71,48
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B_1+B_2+B_3+2/3 \cdot (B_4+B_5))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B_1+B_2+B_3+2/3 \cdot B_4)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Msovr =	$Sovr \cdot (B_1+B_2+B_3+1/2 \cdot (B_4+B_5))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	79,42	79,42	71,48

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$\cdot (B_1+B_2+B_3+1/2 \cdot (B_4+B_5))$	(kNm/m)	40,5	60,75
Sovr acc. Sism	$\cdot (B_1+B_2+B_3+1/2 \cdot (B_4+B_5))$	(kNm/m)	0	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	2,15
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	1,08

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

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	4,12
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	2,06

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

MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H_2+H_3/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	1,37
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H_2+H_3/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)	0,17
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs h=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	1,53

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

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B_1+2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B_1+B_2+B_3/2)$	(kNm/m)	0,24
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B_1+B_2+B_3+B_4/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	0,58
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	0,82

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

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	5,35
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	0,00
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H_2+H_3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0,00
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	5,35

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	2,78
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0,00
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H_2+H_3 \cdot 2/3) - (B_1+B_2+B_3+2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0,00
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	2,78

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$$

$$Sq_{perm} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

$$Sq_{acc} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

- Componente orizzontale condizione statica

$$Sth = St \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{perm} = Sq_{perm} \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{acc} = Sq_{acc} \cdot \cos \delta$$

- Componente verticale condizione statica

$$Stv = St \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{perm} = Sq_{perm} \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{acc} = Sq_{acc} \cdot \sin \delta$$

- Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2') \cdot H_d$$

	SLE	STR/GEO	EQU
(kN/m)	12,68	16,48	17,47
(kN/m)	2,81	3,65	3,87
(kN/m)	11,24	16,87	21,13
(kN/m)	11,67	15,17	16,50
(kN/m)	2,59	3,36	3,66
(kN/m)	10,35	15,52	19,95
(kN/m)	4,95	6,44	5,75
(kN/m)	1,10	1,43	1,28
(kN/m)	4,39	6,59	6,96
(kN/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

$$MSt1 = Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$$

$$MSt2 = Stv \cdot B$$

$$MSq1_{perm} = Sqh_{perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq1_{acc} = Sqh_{acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq2_{perm} = Sqv_{perm} \cdot B$$

$$MSq2_{acc} = Sqv_{acc} \cdot B$$

$$MSp = \gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$$

	SLE	STR/GEO	EQU
(kNm/m)	8,95	11,63	12,65
(kNm/m)	10,40	13,52	12,08
(kNm/m)	2,98	3,87	4,21
(kNm/m)	11,90	17,85	22,94
(kNm/m)	2,31	3,00	2,68
(kNm/m)	9,23	13,84	14,61
(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

$$Mfext1 = m_p + m$$

$$Mfext2 = (f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$$

$$Mfext3 = (v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$$

(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + Stv + Sqv_{perm} + Sqv_{acc}$$

$$104,04 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sth + Sqh + f$$

$$34,06 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi_1'$$

$$0,42 \quad (-)$$

$$Fs_{scorr.} = (N \cdot f + Sp) / T$$

$$1,30 > 1,1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = M_m + M_t + Mfext3$$

$$92,44 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$$

$$10,43 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Fs_{ribaltamento} = Ms / Mr$$

$$8,87 > 1$$

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ \text{Sovr acc})$		104,04	149,04	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$		34,06	34,06	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		99,72	160,47	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		9,52	-3,98	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot 1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

$c'1'$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kPa)
$\varphi'1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	23,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19,61		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	11,77		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,09	-0,03	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1,92	2,05	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	8,66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi')$	(2+π in cond. nd)	18,05		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi')$	(0 in cond. nd)	8,20		(-)

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

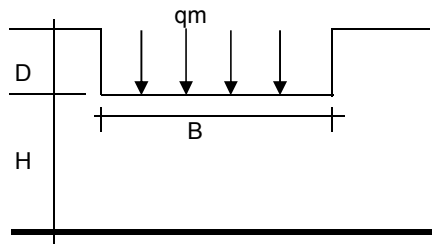
$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cotg \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,45	0,60	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,38	0,38	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cotg \varphi'))^{m+1}$		0,30	0,30	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	93,01	107,56	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	-------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1,71	>	1,4
		Nmax	1,48	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



Profondità Piano di Posa della Fondazione

Carico unitario medio (qm)

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

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

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	98,93	(kN/m)
M	2,39	(kNm/m)
$e=M/N$	0,02	(m)
B^*	2,05	(m)

D =	0,60	(m)
D/B* =	0,29	(m)
Hs/B* =	1,95	(m)

$$qm = N / (B - 2*e) = N / B^* = 50,71 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\mu_0 = 0,948 \quad (-)$$

$$\mu_1 = 0,65 \quad (-)$$

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 4,27 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 12,68	12,68	15,88
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) 2,60	2,60	2,98
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m) 3,27	3,27	4,04
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) 11,67	11,67	15,00
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 2,39	2,39	2,82
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 3,01	3,01	3,82
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) 4,95	4,95	5,23
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 1,01	1,01	0,98
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 1,28	1,28	1,33
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

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d)/3 - h_d)$	(kNm/m) 8,95	8,95	11,50
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	(kNm/m) 1,83	1,83	2,16
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m) 10,40	10,40	10,98
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m) 2,13	2,13	2,06
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	(kNm/m) 3,46	3,46	4,39
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m) 2,68	2,68	2,79
MSp =	$\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_{tsv}$	99,96	(kN/m)	
-----	---	-------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	23,34	(kN/m)	
-----	---	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0,42	(-)	
-----	----------------	------	-----	--

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

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	102,71	(kNm/m)	
------	-------------------------	--------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSp + MP_s + M_{pts}$	5,49	(kNm/m)	
------	--	------	---------	--

Fr =	Ms / Mr	18,69	>	1
-------------	-----------------------------	--------------	-------------	----------

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$		99,96	99,96	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		23,34		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		100,39	100,39	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		4,57	4,57	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c' =$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\varphi' =$	angolo di attrito terreno di fondaz.	23,00		(°)
$\gamma_1 =$	peso unità di volume terreno fondaz.	19,61		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d H_2' =$	sovraccarico stabilizzante	11,77		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,05	0,05	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2,01	2,01	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \tan(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	8,66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi')$	(2+π in cond. nd)	18,05		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi')$	(0 in cond. nd)	8,20		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cotg \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,59	0,59	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,53	0,53	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cotg \varphi'))^{m+1}$		0,45	0,45	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	132,61	132,61	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	2,66	>	1,4
		Nmax	2,66	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	12,68	12,68
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)	1,72	1,72
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	3,31	3,31
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	11,67	11,67
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1,58	1,58
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	3,05	3,05
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	4,95	4,95
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,67	0,67
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1,29	1,29
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d)/3 - h_d)$	(kNm/m)	8,95	8,95
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	(kNm/m)	1,21	1,21
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	10,40	10,40
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	1,41	1,41
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	(kNm/m)	3,50	3,50
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	2,71	2,71
MSp =	$\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps} \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_{tsv}$	93,36	(kN/m)	
-----	---	-------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	22,57	(kN/m)	
-----	---	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0,42	(-)	
-----	----------------	------	-----	--

Fs =	$(N \cdot f + Sp) / T$	1,76	>	1,1
-------------	--	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	102,71	(kNm/m)	
------	-------------------------	--------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSp + MP_s + M_{pts}$	12,66	(kNm/m)	
------	--	-------	---------	--

$$Fr = Ms / Mr$$

8,11

>

1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		93,36	93,36	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		22,57		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		93,09	93,09	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		4,94	4,94	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c' =$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\varphi' =$	angolo di attrito terreno di fondaz.	23,00		(°)
$\gamma_1 =$	peso unità di volume terreno fondaz.	19,61		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d H_2'$	sovraccarico stabilizzante	11,77		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,05	0,05	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1,99	1,99	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \tan(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	8,66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi')$	(2+π in cond. nd)	18,05		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi')$	(0 in cond. nd)	8,20		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cotg \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,57	0,57	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,52	0,52	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cotg \varphi'))^{m+1}$		0,44	0,44	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	128,51	128,51	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	2,75	>	1,4
		Nmax	2,75	>	



Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

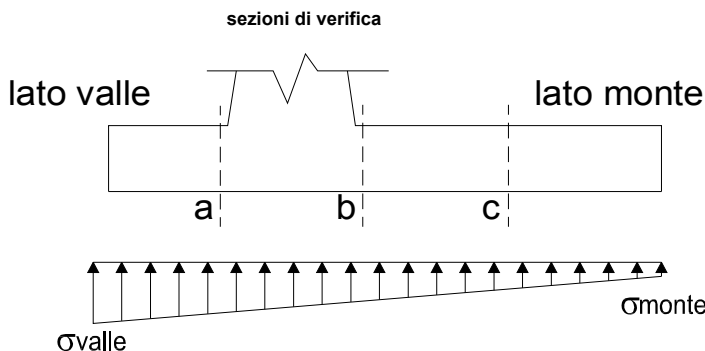
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2,10 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0,74 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	104,04	9,52	62,50	36,58
	149,04	-3,98	65,56	76,38
sisma+	99,96	4,57	53,81	41,39
	99,96	4,57	53,81	41,39
sisma-	93,36	4,94	51,17	37,74
	93,36	4,94	51,17	37,74



Mensola Lato Valle

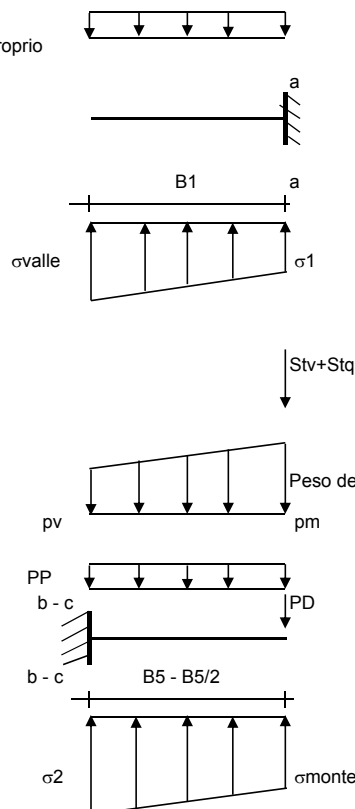
$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 7,50 \quad (kN/m)$$

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	62,50	58,80	2,42	15,94
	65,56	67,11	2,64	17,65
sisma+	53,81	52,04	2,05	14,17
	53,81	52,04	2,06	14,17
sisma-	51,17	49,26	1,95	13,41
	51,17	49,26	1,94	13,41

Peso Proprio



Mensola Lato Monte

$$PP = 7,50 \quad (kN/m^2)$$

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

peso proprio soletta fondazione

peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	39,22	69,22	39,22	(kN/m ²)
pvb	39,22	69,22	39,22	(kN/m ²)
pvc	39,22	69,22	39,22	(kN/m ²)

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

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

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

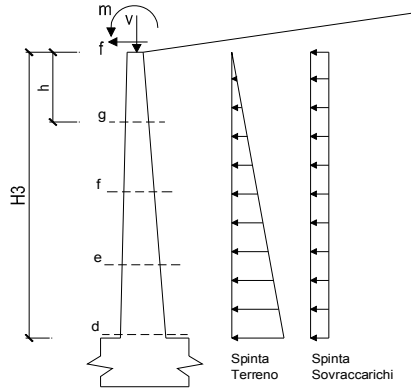
$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) - (Stv + Sqv) - PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	36,58	55,09	-26,15	-15,78	45,84	-12,83	-18,59
	76,38	68,65	-24,97	-20,76	72,52	-11,30	-16,16
sisma+	41,39	50,26	-15,38	-11,04	45,83	-6,98	-10,81
	41,39	50,26	-15,38	-11,04	45,83	-6,98	-10,81
sisma-	37,74	47,34	-15,04	-10,74	42,54	-6,80	-10,63
	37,74	47,34	-15,04	-10,74	42,54	-6,80	-10,63

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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



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	2,00	7,65	16,42	0,00	24,07	0,00	15,00	15,00
e-e	1,50	3,23	9,24	0,00	12,47	0,00	11,25	11,25
f-f	1,00	0,96	4,11	0,00	5,06	0,00	7,50	7,50
g-g	0,50	0,12	1,03	0,00	1,15	0,00	3,75	3,75

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2,00	11,47	16,42	0,00	27,90
e-e	1,50	6,45	12,32	0,00	18,77
f-f	1,00	2,87	8,21	0,00	11,08
g-g	0,50	0,72	4,11	0,00	4,82

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	2,00	5,88	1,31	2,62	0,00	1,05	10,86	0,00	15,53	15,53
e-e	1,50	2,48	0,55	1,47	0,00	0,59	5,10	0,00	11,64	11,64
f-f	1,00	0,74	0,16	0,65	0,00	0,26	1,82	0,00	7,76	7,76
g-g	0,50	0,09	0,02	0,16	0,00	0,07	0,34	0,00	3,88	3,88

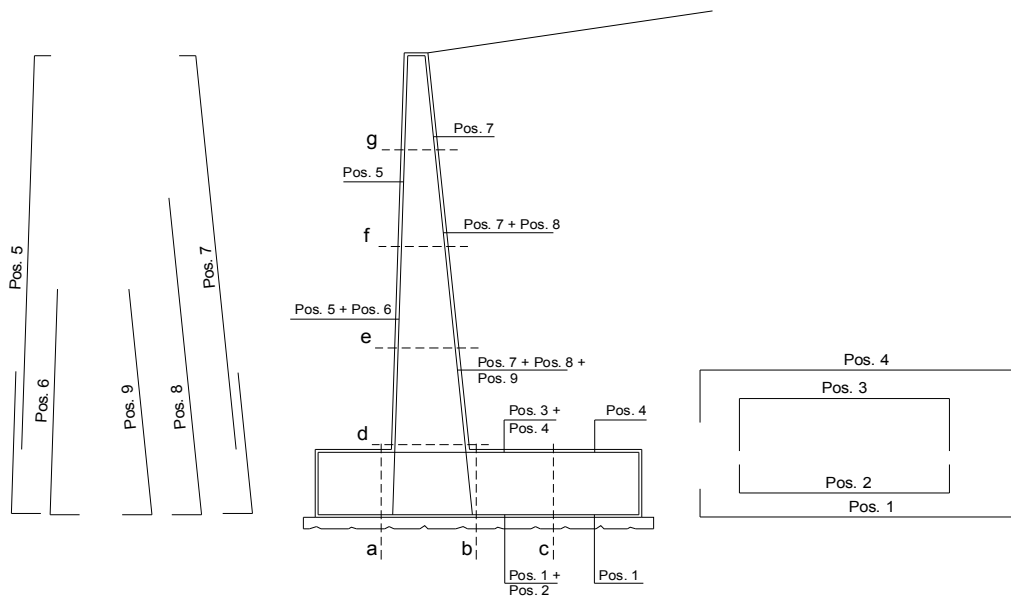
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2,00	8,82	1,96	2,62	0,00	1,05	14,46
e-e	1,50	4,96	1,10	1,96	0,00	0,79	8,82
f-f	1,00	2,21	0,49	1,31	0,00	0,53	4,53
g-g	0,50	0,55	0,12	0,65	0,00	0,26	1,59

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	2,00	5,88	0,87	2,65	0,00	1,05	10,45	0,00	14,48	14,48
e-e	1,50	2,48	0,37	1,49	0,00	0,59	4,93	0,00	10,86	10,86
f-f	1,00	0,74	0,11	0,66	0,00	0,26	1,77	0,00	7,24	7,24
g-g	0,50	0,09	0,01	0,17	0,00	0,07	0,34	0,00	3,62	3,62

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	2,00	8,82	1,30	2,65	0,00	1,05	13,82
e-e	1,50	4,96	0,73	1,99	0,00	0,79	8,47
f-f	1,00	2,21	0,33	1,32	0,00	0,53	4,38
g-g	0,50	0,55	0,08	0,66	0,00	0,26	1,56

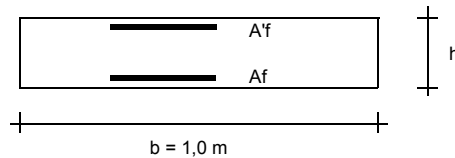
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	3,3	16	☐	5	3,3	16	☐
2	0,0	16	☐	6	0,0	16	☐
3	0,0	16	☐	7	3,3	16	☐
4	3,3	16	☐	8	0,0	20	☐
				9	0,0	12	☐

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	2,64	0,00	0,30	6,64	6,64	63,71
b - b	-26,15	0,00	0,30	6,64	6,64	63,71
c - c	-12,83	0,00	0,30	6,64	6,64	63,71
d - d	24,07	15,00	0,30	6,64	6,64	65,32
e - e	12,47	11,25	0,30	6,64	6,64	64,92
f - f	5,06	7,50	0,30	6,64	6,64	64,52
g - g	1,15	3,75	0,30	6,64	6,64	64,11

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	17,65	0,30	120,73	10	20	20	21,8	412,97	Armatura a taglio non necessaria
b - b	20,76	0,30	120,73	10	20	20	21,8	412,97	Armatura a taglio non necessaria
c - c	18,59	0,30	120,73	10	20	20	21,8	412,97	Armatura a taglio non necessaria
d - d	27,90	0,30	122,60	10	20	20	21,8	412,97	Armatura a taglio non necessaria
e - e	18,77	0,30	122,13	10	20	20	21,8	412,97	Armatura a taglio non necessaria
f - f	11,08	0,30	121,66	10	20	20	21,8	412,97	Armatura a taglio non necessaria
g - g	4,82	0,30	121,20	10	20	20	21,8	412,97	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

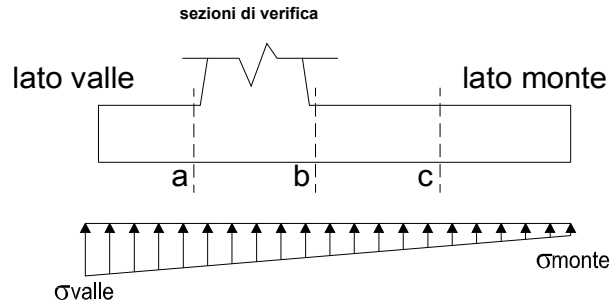
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2,10 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0,74 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
Freq.	98,93	2,39	50,35	43,86
	121,43	-4,36	51,89	63,76
Q.P.	95,63	-3,08	41,35	49,73
	95,63	-3,08	41,35	49,73

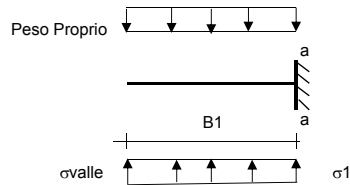


Mensola Lato Valle

$$PP = 7,50 \quad (kN/m)$$

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	Ma [kNm]
Freq.	50,35	49,43	1,91
	51,89	53,58	2,02
Q.P.	41,35	42,55	1,54
	41,35	42,55	1,54



Mensola Lato Monte

$$PP = 7,50 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

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

$$N_{min} = 39,22 \quad N_{max} = 39,22 \quad N_{max} = 39,22$$

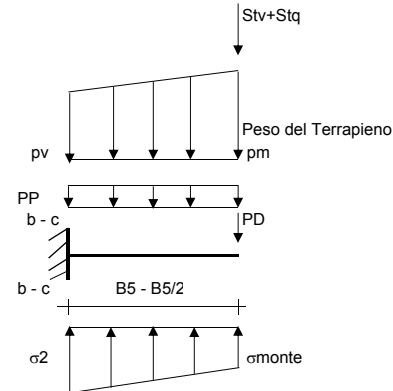
$$pm = 39,22 \quad pvb = 39,22 \quad pvc = 39,22$$

$$pvc = 39,22 \quad pvc = 39,22 \quad pvc = 39,22$$

$$Mb = (\sigma_{monte} \cdot (pvb + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2b - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - pvb) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B^2 - Bd^2 / 2) + Msp + Sp \cdot H^2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} \cdot (pvc + PP)) \cdot (B^2 / 2)^2 + (\sigma_2c - \sigma_{monte}) \cdot (B^2 / 2)^2 / 6 - (pm - pvc) \cdot (B^2 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B^2 / 2) \cdot PD \cdot (B^2 / 2 - Bd^2 / 2) + Msp + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_2b [kN/m ²]	Mb [kNm]	σ_2c [kN/m ²]	Mc [kNm]
Freq.	43,86	48,50	-15,50	46,18	-7,60
	63,76	55,28	-14,91	59,52	-6,83
Q.P.	49,73	43,74	-7,94	46,74	-3,97
	49,73	43,74	-7,94	46,74	-3,97



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

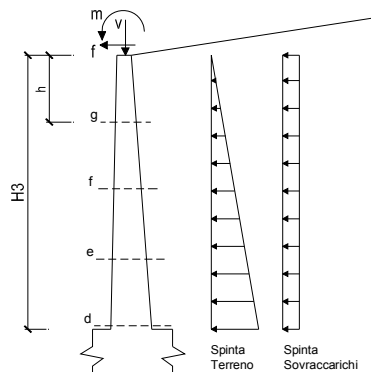
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



condizione Frequente

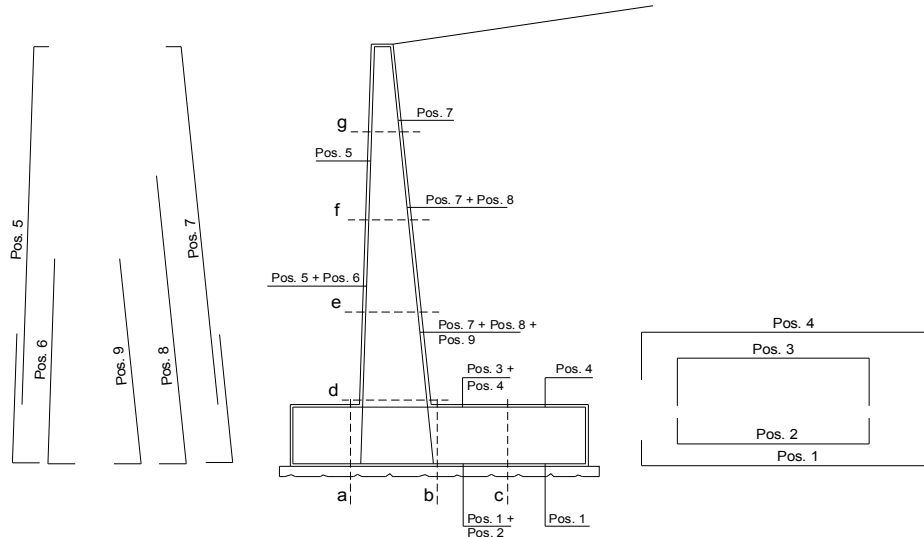
sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	Mext [kNm/m]	Mtot [kNm/m]	Next [kN/m]	Npp [kN/m]	Ntot [kN/m]
d-d	2,00	5,88	9,00	0,00	14,88	0,00	15,00	15,00
e-e	1,50	2,48	5,06	0,00	7,54	0,00	11,25	11,25
f-f	1,00	0,74	2,25	0,00	2,99	0,00	7,50	7,50

g-g | 0,50 | 0,09 0,56 0,00 | 0,65 | 0,00 3,75 | 3,75 |

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	2,00	5,88	2,25	0,00	8,13	0,00	15,00	15,00
e-e	1,50	2,48	1,27	0,00	3,75	0,00	11,25	11,25
f-f	1,00	0,74	0,56	0,00	1,30	0,00	7,50	7,50
g-g	0,50	0,09	0,14	0,00	0,23	0,00	3,75	3,75

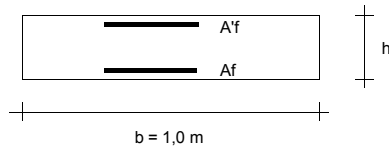
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	3,3	16		5	3,3	16	
2	0,0	16	☐	6	0,0	16	☐
3	0,0	16	☐	7	3,3	16	
4	3,3	16		8	0,0	20	☐
				9	0,0	12	☐

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	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	2,02	0,00	0,30	6,64	6,64	0,28	13,34	0,018	0,300
b - b	-15,50	0,00	0,30	6,64	6,64	2,15	102,23	0,138	0,300
c - c	-7,60	0,00	0,30	6,64	6,64	1,05	50,11	0,067	0,300
d - d	14,88	15,00	0,30	6,64	6,64	2,06	86,54	0,114	0,300
e - e	7,54	11,25	0,30	6,64	6,64	1,04	41,09	0,054	0,300
f - f	2,99	7,50	0,30	6,64	6,64	0,41	13,98	0,018	0,300
g - g	0,65	3,75	0,30	6,64	6,64	0,08	1,63	0,002	0,300

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	1,54	0,00	0,30	6,64	6,64	0,21	10,17	0,014	0,400
b - b	-7,94	0,00	0,30	6,64	6,64	1,10	52,35	0,070	0,400
c - c	-3,97	0,00	0,30	6,64	6,64	0,55	26,21	0,035	0,400
d - d	8,13	15,00	0,30	6,64	6,64	1,12	42,12	0,055	0,400
e - e	3,75	11,25	0,30	6,64	6,64	0,51	16,21	0,021	0,400
f - f	1,30	7,50	0,30	6,64	6,64	0,16	3,20	0,004	0,400
g - g	0,23	3,75	0,30	6,64	6,64	0,03	-0,03	0,000	0,400

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

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

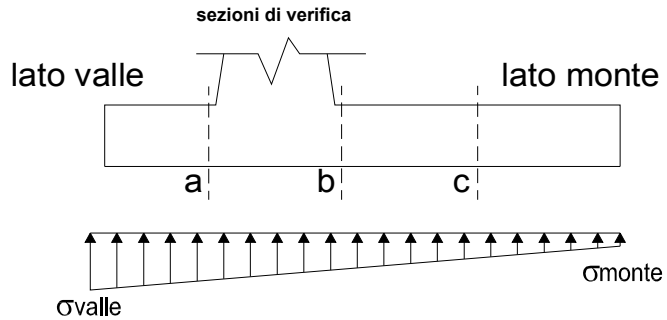
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2,10 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0,74 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	100,03	6,52	56,50	38,77
	130,03	-2,48	58,54	65,30
sisma+	99,96	4,57	53,81	41,39
	99,96	4,57	53,81	41,39
sisma-	93,36	4,94	51,17	37,74
	93,36	4,94	51,17	37,74

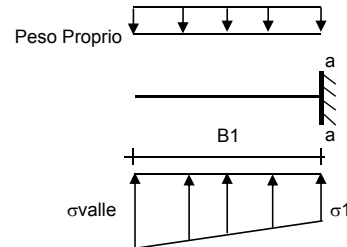


Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 7,50 \quad (kN/m)$$

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	Ma [kNm]
statico	56,50	53,96	2,17
	58,54	59,50	2,31
sisma+	53,81	52,04	2,05
	53,81	52,04	2,05
sisma-	51,17	49,26	1,95
	51,17	49,26	1,95



Mensola Lato Monte

$$PP = 7,50 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

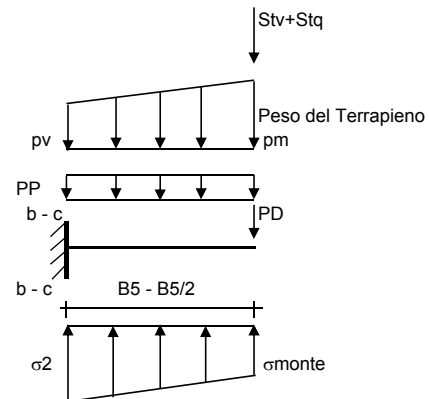
$$PD = 0,00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	39,22	59,22	39,22	(kN/m ²)
pvb	39,22	59,22	39,22	(kN/m ²)
pvc	39,22	59,22	39,22	(kN/m ²)

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

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

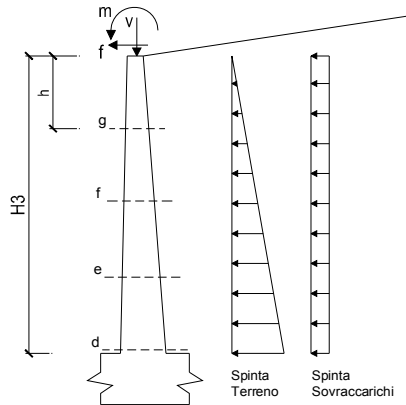
caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	Mb [kNm]	σ_{2c} [kN/m ²]	Mc [kNm]
statico	38,77	51,43	-19,87	45,10	-9,48
	65,30	60,47	-19,08	62,88	-8,46
sisma+	41,39	50,26	-15,38	45,83	-6,98
	41,39	50,26	-15,38	45,83	-6,98
sisma-	37,74	47,34	-15,04	42,54	-6,80
	37,74	47,34	-15,04	42,54	-6,80



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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



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	2,00	5,88	11,25	0,00	17,13	0,00	15,00	15,00
e-e	1,50	2,48	6,33	0,00	8,81	0,00	11,25	11,25
f-f	1,00	0,74	2,81	0,00	3,55	0,00	7,50	7,50
g-g	0,50	0,09	0,70	0,00	0,80	0,00	3,75	3,75

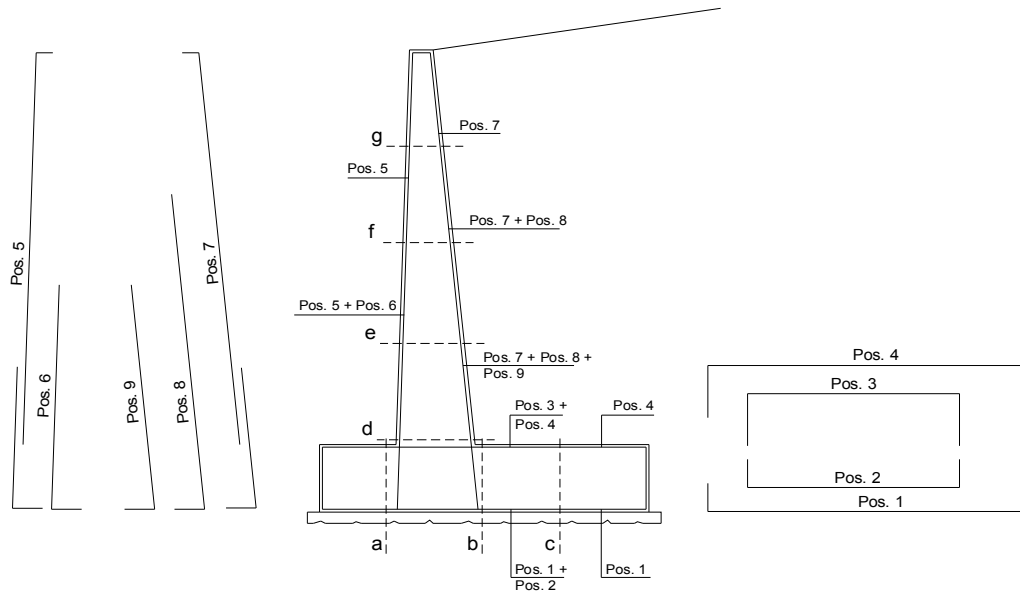
condizione sismica +

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	2,00	5,88	1,31	2,62	0,00	1,05	10,86	0,00	15,53	15,53
e-e	1,50	2,48	0,55	1,47	0,00	0,59	5,10	0,00	11,64	11,64
f-f	1,00	0,74	0,16	0,65	0,00	0,26	1,82	0,00	7,76	7,76
g-g	0,50	0,09	0,02	0,16	0,00	0,07	0,34	0,00	3,88	3,88

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	2,00	5,88	0,87	2,65	0,00	1,05	10,45	0,00	14,48	14,48
e-e	1,50	2,48	0,37	1,49	0,00	0,59	4,93	0,00	10,86	10,86
f-f	1,00	0,74	0,11	0,66	0,00	0,26	1,77	0,00	7,24	7,24
g-g	0,50	0,09	0,01	0,17	0,00	0,07	0,34	0,00	3,62	3,62

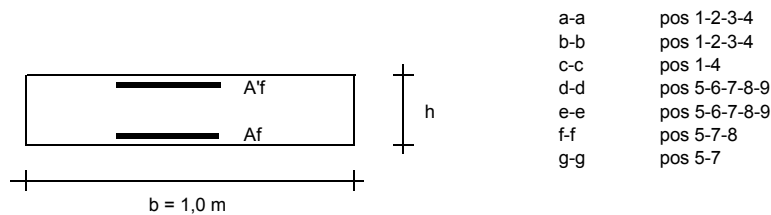
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	3,3	16		5	3,3	16	
2	0,0	16	☐	6	0,0	16	☐
3	0,0	16	☐	7	3,3	16	
4	3,3	16		8	0,0	20	☐
				9	0,0	12	☐

VERIFICHE



Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	2,31	0,00	0,30	6,64	6,64	0,32	15,25
b - b	-19,87	0,00	0,30	6,64	6,64	2,75	131,05
c - c	-9,48	0,00	0,30	6,64	6,64	1,31	62,52
d - d	17,13	15,00	0,30	6,64	6,64	2,37	101,36
e - e	8,81	11,25	0,30	6,64	6,64	1,22	49,42
f - f	3,55	7,50	0,30	6,64	6,64	0,49	17,66
g - g	0,80	3,75	0,30	6,64	6,64	0,10	2,49

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	2,05	0,00	0,30	6,64	6,64	0,28	13,49
b - b	-15,38	0,00	0,30	6,64	6,64	2,13	101,45
c - c	-6,98	0,00	0,30	6,64	6,64	0,97	46,03
d - d	10,86	14,48	0,30	6,64	6,64	1,50	60,45
e - e	5,10	10,86	0,30	6,64	6,64	0,70	25,31
f - f	1,82	7,24	0,30	6,64	6,64	0,24	6,59
g - g	0,34	3,62	0,30	6,64	6,64	0,04	0,18

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

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19,61	23	0	
materiale 2	19,61	23	0	
materiale 3	19,61	23	0	
materiale 4	19,61	23	0	

peso specifico acqua 9,81 [kN/m³]

azioni sismiche a_g/g 0,14 (-) S_s 1,25 k_h 0,0420 (-)
 β_s 0,24 S_T 1 k_v 0,0210 (-)

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

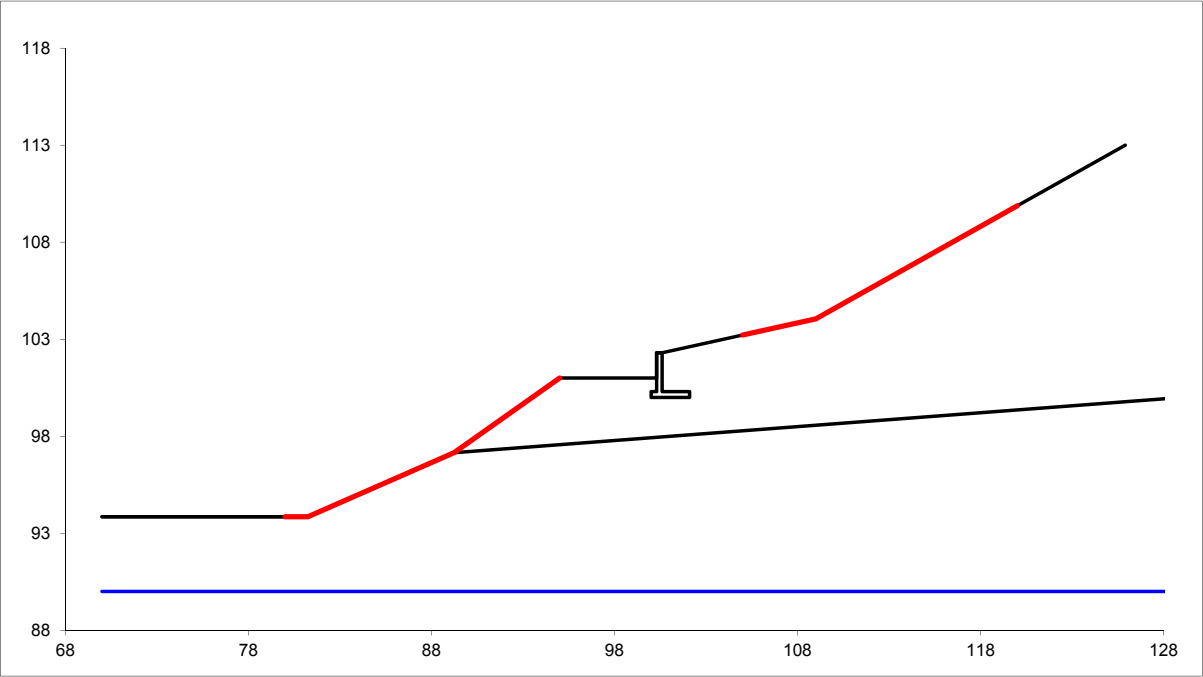
p.c. valle			p.c. monte			superficie 1			superficie 2			superficie 3			falda		
materiale 1						☒ materiale 2			☐ materiale 4			☐ materiale 2			☒		
	x	y		x	y		x	y		x	y		x	y		x	y
0	100,000	101,000	0	100,600	102,300	0	89,230	97,150	0			0			0	70,000	90,000
1	95,000	101,000	1	109,000	104,050	1	129,000	100,000	1			1			1	129,000	90,000
2	89,230	97,150	2	125,900	113,000	2			2			2			2		
3	81,250	93,850	3			3			3			3			3		
4	70,000	93,850	4			4			4			4			4		
5			5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10			10		

Sovraccarichi

	x_{in}	q_{in}	x_{fin}	q_{fin}	% sisma
sovraccarico 1 ☒	101	26	109	26	0%
sovraccarico 2 ☐					

Limiti ricerca superfici

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



#strisce
10

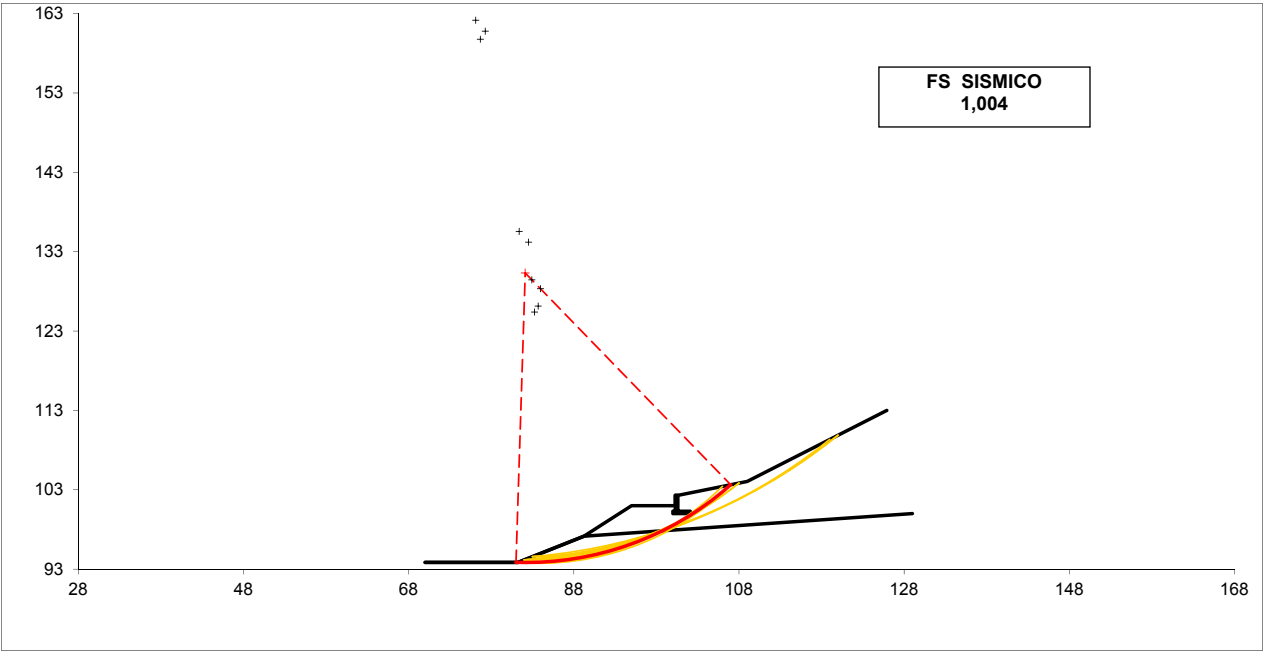
# Superfici Calcolate	FS Bishop	
2179	STATICO	1,083
	SISMICO	1,004

Condizione di Carico

SISMICA ▼

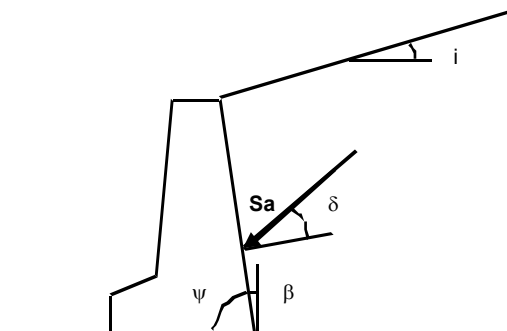
superfici da disegnare

10 ▼



FS SISMICO
1,004

COEFFICIENTI DI SPINTA



per $i \leq \varphi' - \theta$ $k_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \sin(\varphi' - i - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + i)}} \right]^2}$
per $i > \varphi' - \theta$ $k_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$
$k_p = \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi' \sin(\varphi' + i - \theta)}{\sin(\psi + i) \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}$

Coefficienti di spinta SLE

$\varphi' = 35,0 \quad (^\circ) \quad i = 0,0 \quad (^\circ) \quad \delta = 23,00 \quad (^\circ)$

coefficienti di spinta attiva

STATICO

$$k_{ah} = K_a \cdot \cos(\delta_{sup id})$$

$k_a = 0,2444 \quad (-) \quad k_{ah} = 0,2250 \quad (-)$

SISMICO

$k_h = 0,0700 \quad k_v = 0,0350$

$\theta^+ = \arctg(k_h / (1 + k_v)) \quad \theta = 3,87 \quad (^\circ) \quad \theta^- = \arctg(k_h / (1 - k_v)) \quad \theta = 4,15 \quad (^\circ)$

$k_{as}^+ = 0,2845 \quad (-) \quad k_{as}^- = 0,2877 \quad (-)$

coefficienti di spinta passiva

(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

$\varphi_1' = 23,00$
 $0,401426$

- condizioni statiche

- condizioni sismiche

$k_p = 2,2826 \quad (-) \quad (\text{Rankine})$

$k_{ps}^+ = 2,1773 \quad (-)$

$$kps = 2,1693 \quad (-)$$

Coefficienti di spinta SLU STR/GE

$$\varphi' = 35,00 \quad \delta_{sup id} = 23,00 \quad (^\circ)$$

coefficienti di spinta attiva

STATICO

$$ka = 0,2444 \quad (-)$$

$$kah = Ka * \cos(\delta_{sup id})$$

$$kah = 0,2250 \quad (-)$$

SISMICO

$$kas^+ = 0,2845 \quad (-)$$

$$kas = 0,2877 \quad (-)$$

coefficienti di spinta passiva

(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

$$\varphi_1' = 23,00$$

- condizioni statiche

- condizioni sismiche

$$kp = 2,2826 \quad (-) \quad (\text{Rankine})$$

$$kps^+ = 2,1773 \quad (-)$$

$$kps = 2,1693 \quad (-)$$

Coefficienti di spinta SLU EQU

$$\varphi' = 29,3 \quad \delta_{sup id} = 19,23 \quad (^\circ)$$

coefficienti di spinta attiva

STATICO

$$ka = 0,3062 \quad (-)$$

$$kah = Ka * \cos(\delta_{sup id})$$

$$kah = 0,2891 \quad (-)$$

SISMICO

$$kas^+ = 0,3515 \quad (-)$$

$$kas = 0,3550 \quad (-)$$

coefficienti di spinta passiva

(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

$$\varphi_1' = 18,76$$

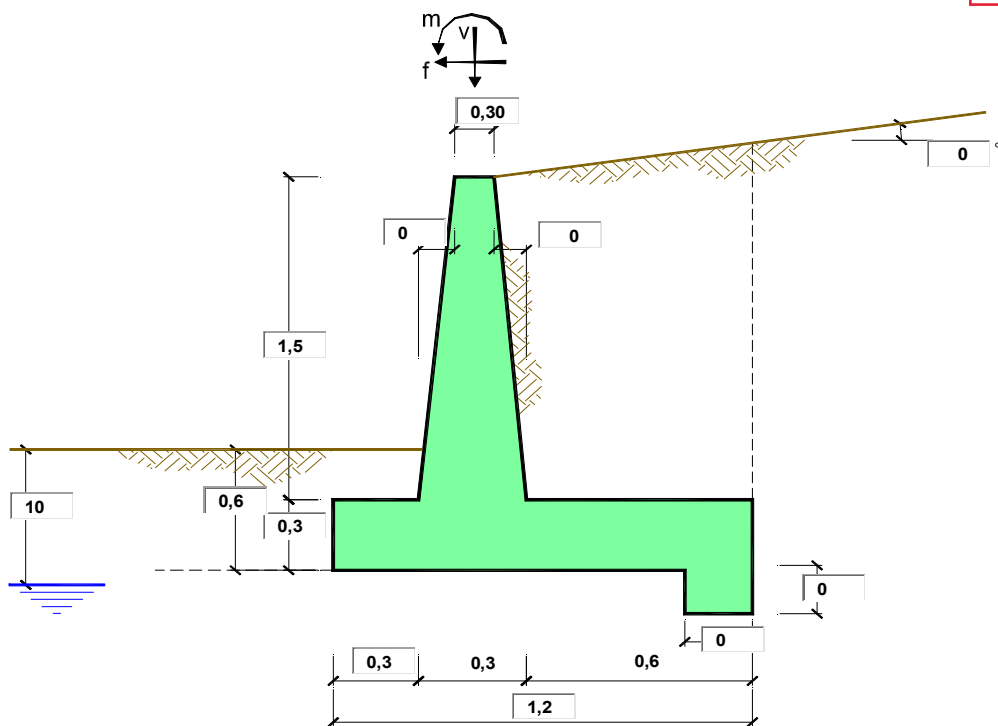
- condizioni statiche

- condizioni sismiche

$$kp = 1,9479 \quad (-) \quad (\text{Rankine})$$

$$kps^+ = 1,8495 \quad (-)$$

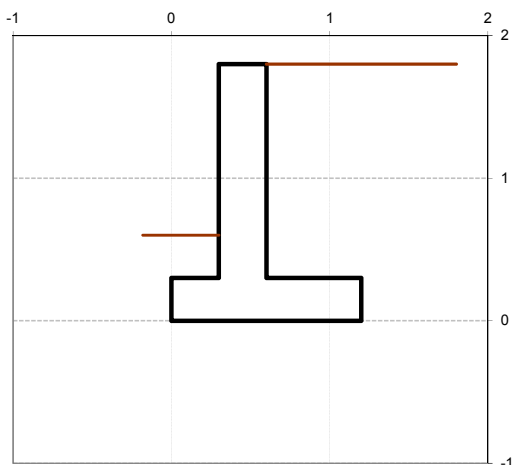
$$kps = 1,8420 \quad (-)$$



OPERA Muro sostegno H 1,5 ml

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	☐
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	☐
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	☒
	SLE (DM88)			☐
altro			☐	



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

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

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
coesione	c'_k	γ_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_r	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	1,00
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,00
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,00

Dati Geotecnici				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE	STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	35,00	35,00	29,26
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m³)	γ'	19,61	19,61	19,61
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	23,00	23,00	19,23
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		☒ drenate ☐ Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0,00	0,00	0,00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi1'$	23,00	23,00	18,76
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m³)	$\gamma1$	19,61	19,61	19,61
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m³)	γd	19,61	19,61	19,61
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	3,00		
	Modulo di deformazione	(kN/m²)	E	15000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0,14	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_S	1	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0,5	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0,07	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0,0350	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		☒ si ☐ no	

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0,244		0,244		0,306
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,285		0,285		0,351
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,288		0,288		0,355
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2,283		2,283		1,948
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2,177		2,177		1,850
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2,169		2,169		1,842

Carichi Agenti				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE - sisma	STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	$\text{O si } \bullet \text{ no}$	(kN/m²)	qp	5,00	6,50
	Sovraccarico su zattera di monte					5,50
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	fp	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m)	vp	0,00	0,00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0,00	0,00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m²)	q	20,00	30,00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	f	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	v	0,00	0,00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm/m)	m	0,00	0,00
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi1$	0,75	condizione quasi permanente $\Psi2$	0,00	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m²)	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	

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	0,85	2,21	0,57
Sismico	1,32	4,08	1,86

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	C28/35	
Rck	35	(MPa)
fck	28	(MPa)
fcm	36	(MPa)
Ec	32308	(MPa)
α_{cc}	0,85	
γ_c	1,50	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	15,87	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2,77	(MPa)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche		
σ_c	11	Mpa
σ_t	260	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	11	Mpa
σ_t	260	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Acciaio

tipo di acciaio	Fe B 44 k	
$f_{yk} =$	430	(MPa)
$\gamma_s =$	1,15	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	373,91	(MPa)
$E_s =$	210000	(MPa)
$\epsilon_{ys} =$	0,18%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio $n = 15$

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

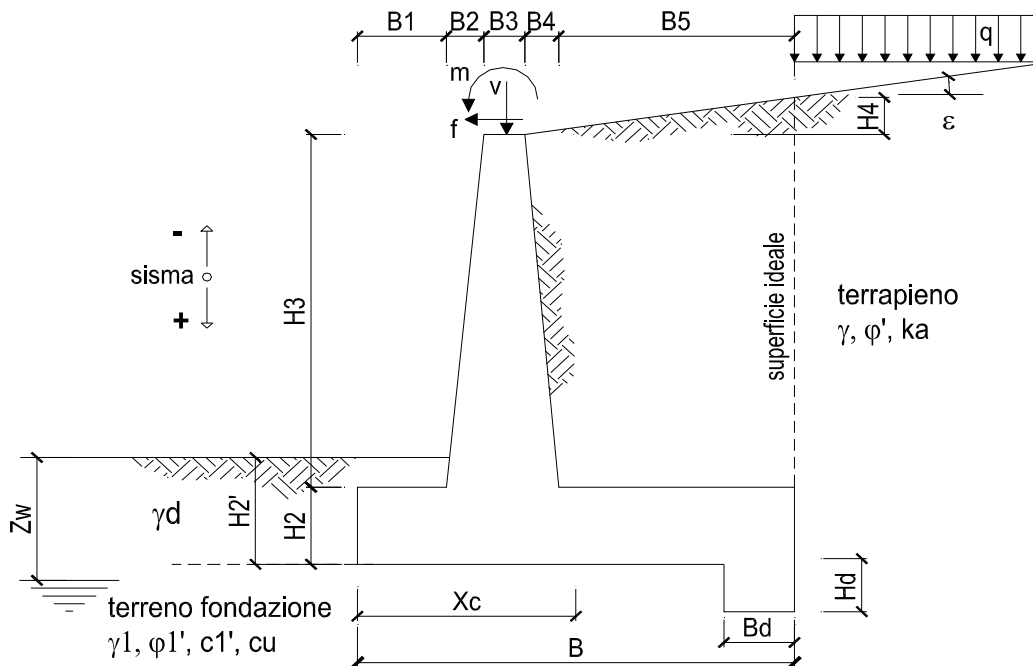
$c = 5,00$ (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 2,00$ (cm)

Interferro tra I e II strato

Frequente	w2▼	0,3	mm	i_{t-II}	5,00	(cm)
Quasi Permanente	w3▼	0,4	mm			



OPERA

Esempio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	1,50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	1,20	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0,30	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,30	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0,60	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	0,60	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γcls =	25,00	(kN/m ³)
---------------------------------	--------	-------	----------------------

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	0,00	0,00	0,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	11,25	11,25	10,13
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	0,00	0,00	0,00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	9,00	9,00	8,10
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	0,00	0,00	0,00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	20,25	20,25	18,23

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	17,65	17,65	15,88
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	0,00	0,00	0,00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	0,00	0,00	0,00
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	0,00	0,00	0,00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	17,65	17,65	15,88

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B_4+B_5)$	(kN/m)	12	18
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B_4+B_5)$	(kN/m)	0	

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

			SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)					
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B_1+2/3 B_2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B_1+B_2+0,5 \cdot B_3)$	(kNm/m)	5,06	5,06	4,56
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B_1+B_2+B_3+1/3 B_4)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	5,40	5,40	4,86
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	10,46	10,46	9,42

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

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B_1+B_2+B_3+B_4+0,5 \cdot B_5)$	(kNm/m)	15,88	15,88	14,30
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B_1+B_2+B_3+2/3 \cdot (B_4+B_5))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B_1+B_2+B_3+2/3 \cdot B_4)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Msovr =	$Sovr \cdot (B_1+B_2+B_3+1/2 \cdot (B_4+B_5))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	15,88	15,88	14,30

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$\cdot (B_1+B_2+B_3+1/2 \cdot (B_4+B_5))$	(kNm/m)	10,8	16,2
Sovr acc. Sism	$\cdot (B_1+B_2+B_3+1/2 \cdot (B_4+B_5))$	(kNm/m)	0	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	1,42
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	0,71

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

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	1,24
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	0,62

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

MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H_2+H_3/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	0,83
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H_2+H_3/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)	0,09
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs h=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	0,92

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

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B_1+2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B_1+B_2+B_3/2)$	(kNm/m)	0,18
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B_1+B_2+B_3+B_4/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	0,19
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	0,37

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

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	1,30
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	0,00
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H_2+H_3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0,00
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	1,30

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0,56
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0,00
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H_2+H_3 \cdot 2/3) - (B_1+B_2+B_3+2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0,00
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	0,56

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$$

$$Sq_{perm} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

$$Sq_{acc} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

- Componente orizzontale condizione statica

$$Sth = St \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{perm} = Sq_{perm} \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{acc} = Sq_{acc} \cdot \cos \delta$$

- Componente verticale condizione statica

$$Stv = St \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{perm} = Sq_{perm} \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{acc} = Sq_{acc} \cdot \sin \delta$$

- Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2') \cdot H_d$$

SLE	STR/GEO	EQU
-----	---------	-----

(kN/m)	7,77	10,09	10,70
(kN/m)	2,20	2,86	3,03
(kN/m)	8,80	13,20	16,54

(kN/m)	7,15	9,29	10,10
(kN/m)	2,02	2,63	2,86
(kN/m)	8,10	12,15	15,61

(kN/m)	3,03	3,94	3,52
(kN/m)	0,86	1,12	1,00
(kN/m)	3,44	5,16	5,44

(kN/m)	0,00	0,00	0,00
--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

$$MSt1 = Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$$

$$MSt2 = Stv \cdot B$$

$$MSq1_{perm} = Sqh_{perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq1_{acc} = Sqh_{acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq2_{perm} = Sqv_{perm} \cdot B$$

$$MSq2_{acc} = Sqv_{acc} \cdot B$$

$$MSp = \gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$$

SLE	STR/GEO	EQU
-----	---------	-----

(kNm/m)	4,29	5,58	6,06
(kNm/m)	3,64	4,73	4,23
(kNm/m)	1,82	2,37	2,58
(kNm/m)	7,29	10,93	14,05
(kNm/m)	1,03	1,34	1,20
(kNm/m)	4,13	6,19	6,53
(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

$$Mfext1 = m_p + m$$

$$Mfext2 = (f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$$

$$Mfext3 = (v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$$

(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + Stv + Sqv_{perm} + Sqv_{acc}$$

48,12	(kN/m)
-------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sth + Sqh + f$$

24,07	(kN/m)
-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi_1'$$

0,42	(-)
------	-----

$$Fs_{scorr.} = (N \cdot f + Sp) / T$$

0,85	<	1,1
-------------	---	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = M_m + M_t + Mfext3$$

23,71	(kNm/m)
-------	-----------

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$$

10,73	(kNm/m)
-------	-----------

$$Fs_{ribaltamento} = Ms / Mr$$

2,21	>	1
-------------	---	----------

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ \text{Sovr acc})$		48,12	66,12	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$		24,07	24,07	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		19,73	35,93	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		9,14	3,74	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c_1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kPa)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	23,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19,61		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	11,77		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,19	0,06	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	0,82	1,09	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	8,66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi')$	(2+π in cond. nd)	18,05		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi')$	(0 in cond. nd)	8,20		(-)

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

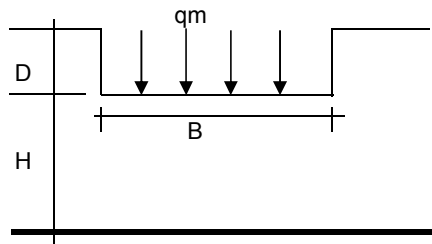
$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,25	0,40	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,15	0,15	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot \varphi'))^{m+1}$		0,12	0,12	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	33,67	49,43	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	-------	-------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	0,57	<	1,4
		Nmax	0,81	<	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



Profondità Piano di Posa della Fondazione

Carico unitario medio (qm)

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

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

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	44,37	(kN/m)
M	4,09	(kNm/m)
$e=M/N$	0,09	(m)
B^*	1,02	(m)

D =	0,60	(m)
D/B* =	0,59	(m)
Hs/B* =	2,95	(m)

$$qm = N / (B - 2*e) = N / B^* = 47,37 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\mu_0 = 0,934 \quad (-)$$

$$\mu_1 = 0,84 \quad (-)$$

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 2,51 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	7,77	9,73
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	1,59	1,83
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	2,56	3,16
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	7,15	9,19
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1,46	1,73
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	2,36	2,99
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	3,03	3,20
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,62	0,60
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1,00	1,04
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2') \cdot Hd$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
--	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	4,29	5,51
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	0,88	1,04
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	3,64	3,84
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0,75	0,72
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	2,12	2,69
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	1,20	1,25
MSP =	$\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2') \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N =	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	43,88	(kN/m)	
-----	---	-------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	13,62	(kN/m)	
-----	---	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$tg \phi_1'$	0,42	(-)	
-----	--------------	------	-----	--

Fs =	$(N \cdot f + Sp) / T$	1,37	>	1,1
-------------	--	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	26,35	(kNm/m)	
------	--------------------	-------	-----------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSP+MPs+Mpts$	4,72	(kNm/m)	
------	--	------	-----------	--

Fr =	Ms / Mr	5,59	>	1
-------------	-----------------------------	-------------	-------------	----------

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$		43,88	43,88	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		13,62		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		23,35	23,35	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		2,98	2,98	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c' =$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\varphi' =$	angolo di attrito terreno di fondaz.	23,00		(°)
$\gamma_1 =$	peso unità di volume terreno fondaz.	19,61		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d H_2'$	sovraccarico stabilizzante	11,77		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,07	0,07	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1,06	1,06	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \tan(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	8,66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi')$	(2+π in cond. nd)	18,05		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi')$	(0 in cond. nd)	8,20		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cotg \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,48	0,48	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,41	0,41	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cotg \varphi'))^{m+1}$		0,33	0,33	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	76,53	76,53	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	-------	-------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1,86	>	1,4
		Nmax	1,86	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

			SLE	STR/GEO	EQU	
Sst1 stat	=	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	7,77	7,77	9,73
Sst1 sism	=	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^- \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	1,05	1,05	1,16
Ssq1 perm	=	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	2,59	2,59	3,20
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)	7,15	7,15	9,19
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,97	0,97	1,09
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	2,38	2,38	3,02
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)	3,03	3,03	3,20
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,41	0,41	0,38
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1,01	1,01	1,05
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

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	4,29	4,29	5,51
MSst1 sism=	Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	0,58	0,58	0,65
MSst2 stat =	Sst1v stat* B	(kNm/m)	3,64	3,64	3,84
MSst2 sism =	Sst1v sism* B	(kNm/m)	0,49	0,49	0,46
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	2,14	2,14	2,72
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	1,21	1,21	1,26
MSp =	$\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_{tsv}$	41,03	(kN/m)
-----	---	-------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	13,15	(kN/m)
-----	---	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0,42	(-)
-----	----------------	------	-----

Fs =	$(N \cdot f + Sp) / T$	1,32	>	1,1
-------------	--	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	26,35	(kNm/m)
------	-------------------------	-------	---------

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSp + MP_s + M_{pts}$	6,46	(kNm/m)
------	--	------	---------

$$Fr = Ms / Mr \qquad 4,08 \qquad > \qquad 1$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		41,03	41,03	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		13,15		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		21,54	21,54	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		3,08	3,08	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c' =$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\varphi' =$	angolo di attrito terreno di fondaz.	23,00		(°)
$\gamma_1 =$	peso unità di volume terreno fondaz.	19,61		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d H_2'$	sovraccarico stabilizzante	11,77		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,08	0,08	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1,05	1,05	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \tan(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	8,66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi')$	(2+π in cond. nd)	18,05		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi')$	(0 in cond. nd)	8,20		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cotg \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,46	0,46	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,39	0,39	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cotg \varphi'))^{m+1}$		0,31	0,31	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	73,52	73,52	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	-------	-------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1,88	>	1,4
		Nmax	1,88	>	

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

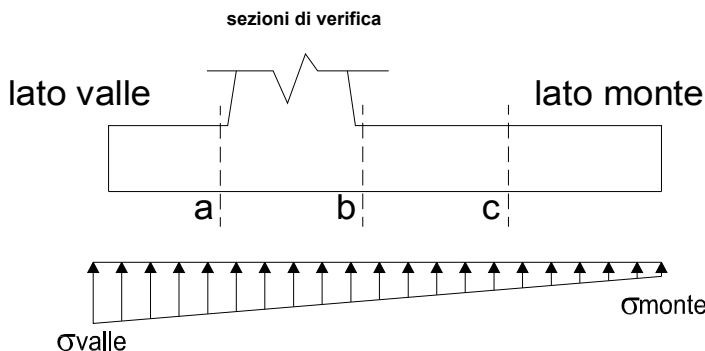
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.20 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.24 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	48,12	9,14	78,19	2,01
	66,12	3,74	70,69	39,51
sisma+	43,88	2,98	48,98	24,15
	43,88	2,98	48,98	24,15
sisma-	41,03	3,08	47,02	21,36
	41,03	3,08	47,02	21,36



Mensola Lato Valle

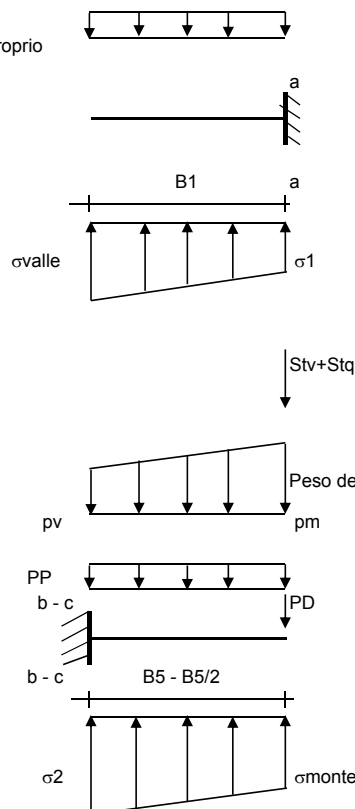
$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 7,50 \quad (kN/m)$$

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma	Va
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	78,19	59,14	2,90	18,35
	70,69	62,89	2,73	17,79
sisma+	48,98	42,78	1,76	13,61
	48,98	42,78	1,77	13,61
sisma-	47,02	40,61	1,69	13,06
	47,02	40,61	1,68	13,06

Peso Proprio



Mensola Lato Monte

$$PP = 7,50 \quad (kN/m^2)$$

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

peso proprio soletta fondazione

peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	29,42	59,42	29,42	(kN/m ²)
pvb	29,42	59,42	29,42	(kN/m ²)
pvc	29,42	59,42	29,42	(kN/m ²)

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

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

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

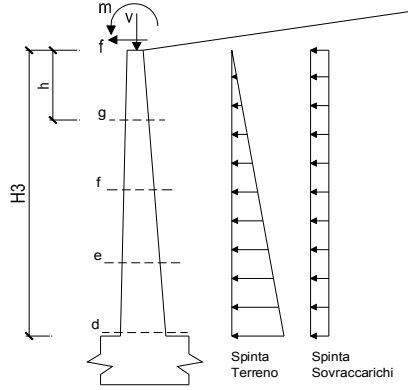
$$Vc = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B/2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2) - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2) - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	Vb	σ_{2c}	Mc	Vc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	2,01	40,10	-10,13	-19,74	21,05	-4,35	-17,83
	39,51	55,10	-10,13	-21,99	47,30	-4,18	-17,27
sisma+	24,15	36,57	-4,58	-9,36	30,36	-1,94	-7,94
	24,15	36,57	-4,58	-9,36	30,36	-1,94	-7,94
sisma-	21,36	34,19	-4,47	-9,16	27,78	-1,88	-7,77
	21,36	34,19	-4,47	-9,16	27,78	-1,88	-7,77

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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



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	1,50	3,23	9,24	0,00	12,47	0,00	11,25	11,25
e-e	1,13	1,36	5,20	0,00	6,56	0,00	8,44	8,44
f-f	0,75	0,40	2,31	0,00	2,71	0,00	5,63	5,63
g-g	0,38	0,05	0,58	0,00	0,63	0,00	2,81	2,81

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1,50	6,45	12,32	0,00	18,77
e-e	1,13	3,63	9,24	0,00	12,87
f-f	0,75	1,61	6,16	0,00	7,77
g-g	0,38	0,40	3,08	0,00	3,48

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	1,50	2,48	0,55	1,47	0,00	0,59	5,10	0,00	11,64	11,64
e-e	1,13	1,05	0,23	0,83	0,00	0,33	2,44	0,00	8,73	8,73
f-f	0,75	0,31	0,07	0,37	0,00	0,15	0,90	0,00	5,82	5,82
g-g	0,38	0,04	0,01	0,09	0,00	0,04	0,18	0,00	2,91	2,91

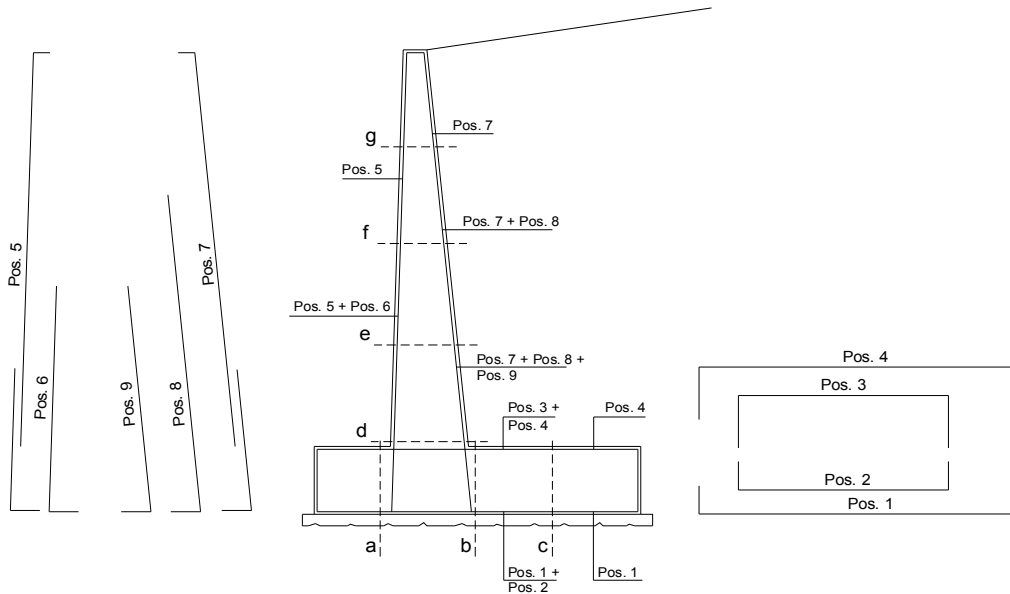
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1,50	4,96	1,10	1,96	0,00	0,79	8,82
e-e	1,13	2,79	0,62	1,47	0,00	0,59	5,48
f-f	0,75	1,24	0,28	0,98	0,00	0,39	2,89
g-g	0,38	0,31	0,07	0,49	0,00	0,20	1,07

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	1,50	2,48	0,37	1,49	0,00	0,59	4,93	0,00	10,86	10,86
e-e	1,13	1,05	0,15	0,84	0,00	0,33	2,37	0,00	8,14	8,14
f-f	0,75	0,31	0,05	0,37	0,00	0,15	0,88	0,00	5,43	5,43
g-g	0,38	0,04	0,01	0,09	0,00	0,04	0,17	0,00	2,71	2,71

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	1,50	4,96	0,73	1,99	0,00	0,79	8,47
e-e	1,13	2,79	0,41	1,49	0,00	0,59	5,28
f-f	0,75	1,24	0,18	0,99	0,00	0,39	2,81
g-g	0,38	0,31	0,05	0,50	0,00	0,20	1,05

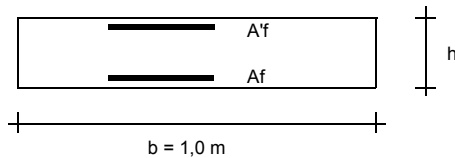
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	3,3	16		5	3,3	16	
2	0,0	16		6	0,0	16	
3	0,0	16		7	3,3	16	
4	3,3	16		8	0,0	20	
				9	0,0	12	

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	2,90	0,00	0,30	6,64	6,64	63,71
b - b	-10,13	0,00	0,30	6,64	6,64	63,71
c - c	-4,35	0,00	0,30	6,64	6,64	63,71
d - d	12,47	11,25	0,30	6,64	6,64	64,92
e - e	6,56	8,44	0,30	6,64	6,64	64,62
f - f	2,71	5,63	0,30	6,64	6,64	64,32
g - g	0,63	2,81	0,30	6,64	6,64	64,01

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	18,35	0,30	120,73	10	20	20	21,8	412,97	Armatura a taglio non necessaria
b - b	21,99	0,30	120,73	10	20	20	21,8	412,97	Armatura a taglio non necessaria
c - c	17,83	0,30	120,73	10	20	20	21,8	412,97	Armatura a taglio non necessaria
d - d	18,77	0,30	122,13	10	20	20	21,8	412,97	Armatura a taglio non necessaria
e - e	12,87	0,30	121,78	10	20	20	21,8	412,97	Armatura a taglio non necessaria
f - f	7,77	0,30	121,43	10	20	20	21,8	412,97	Armatura a taglio non necessaria
g - g	3,48	0,30	121,08	10	20	20	21,8	412,97	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

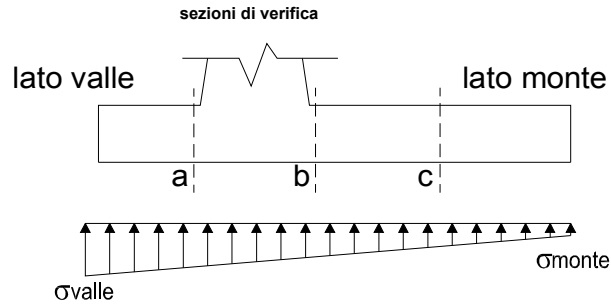
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1,20 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0,24 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
Freq.	44,37	4,09	54,01	19,94
	53,37	1,39	50,26	38,69
Q.P.	41,79	0,17	35,53	34,13
	41,79	0,17	35,53	34,13

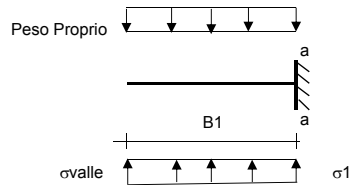


Mensola Lato Valle

$$PP = 7,50 \quad (kN/m)$$

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	Ma [kNm]
Freq.	54,01	45,49	1,97
	50,26	47,37	1,88
Q.P.	35,53	35,18	1,26
	35,53	35,18	1,26



Mensola Lato Monte

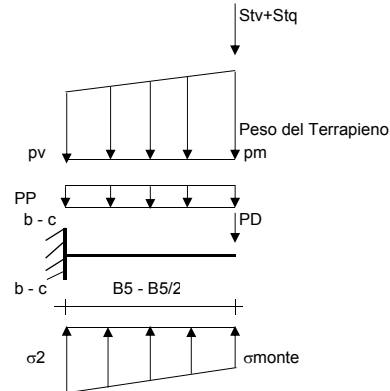
$$PP = 7,50 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

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

$$Mb = (\sigma_{monte} - (\sigma_{valle} + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - \sigma_{valle}) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B^2 - Bd^2) / 2 + Msp + Sp \cdot H^2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (\sigma_{valle} + PP)) \cdot (B^2 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B^2 / 2)^2 / 6 - (pm - \sigma_{valle}) \cdot (B^2 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B^2 / 2) \cdot PD \cdot (B^2 - Bd^2) / 2 + Msp + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	Mb [kNm]	σ_2 [kN/m ²]	Mc [kNm]
Freq.	19,94	36,98	-5,92	28,46	-2,58
	38,69	44,48	-5,92	41,58	-2,49
Q.P.	34,13	34,83	-2,80	34,48	-1,29
	34,13	34,83	-2,80	34,48	-1,29



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

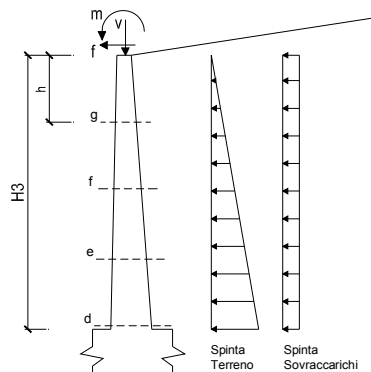
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



condizione Frequente

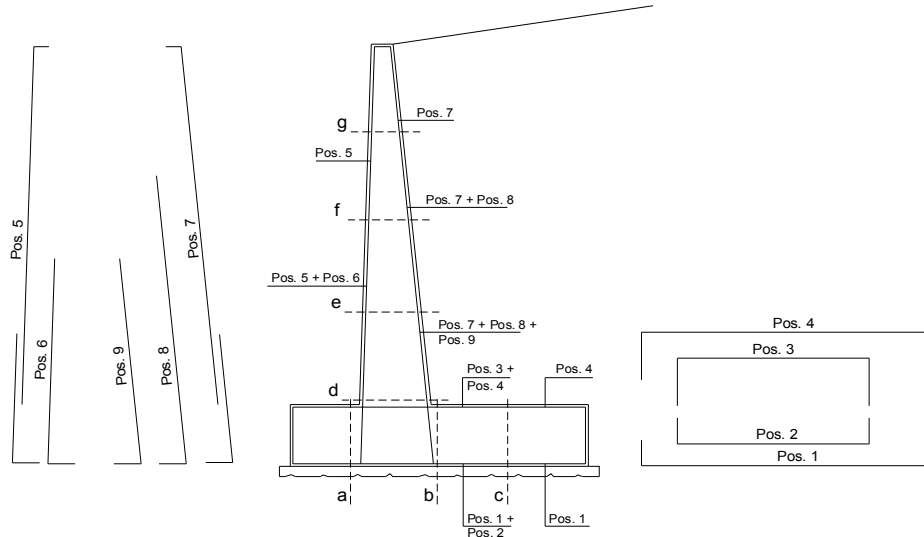
sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	1,50	2,48	5,06	0,00	7,54	0,00	11,25	11,25
e-e	1,13	1,05	2,85	0,00	3,89	0,00	8,44	8,44
f-f	0,75	0,31	1,27	0,00	1,58	0,00	5,63	5,63

g-g | 0,38 | 0,04 0,32 0,00 | 0,36 | 0,00 2,81 | 2,81 |

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	1,50	2,48	1,27	0,00	3,75	0,00	11,25	11,25
e-e	1,13	1,05	0,71	0,00	1,76	0,00	8,44	8,44
f-f	0,75	0,31	0,32	0,00	0,63	0,00	5,63	5,63
g-g	0,38	0,04	0,08	0,00	0,12	0,00	2,81	2,81

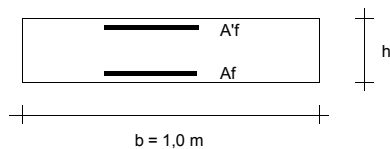
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	3,3	16		5	3,3	16	
2	0,0	16	☐	6	0,0	16	☐
3	0,0	16	☐	7	3,3	16	
4	3,3	16		8	0,0	20	☐
				9	0,0	12	☐

VERIFICHE



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

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	1,97	0,00	0,30	6,64	6,64	0,27	12,96	0,017	0,300
b - b	-5,92	0,00	0,30	6,64	6,64	0,82	39,03	0,053	0,300
c - c	-2,58	0,00	0,30	6,64	6,64	0,36	17,00	0,023	0,300
d - d	7,54	11,25	0,30	6,64	6,64	1,04	41,09	0,054	0,300
e - e	3,89	8,44	0,30	6,64	6,64	0,53	19,23	0,025	0,300
f - f	1,58	5,63	0,30	6,64	6,64	0,21	6,18	0,008	0,300
g - g	0,36	2,81	0,30	6,64	6,64	0,04	0,48	0,001	0,300

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	1,26	0,00	0,30	6,64	6,64	0,17	8,28	0,011	0,400
b - b	-2,80	0,00	0,30	6,64	6,64	0,39	18,44	0,025	0,400
c - c	-1,29	0,00	0,30	6,64	6,64	0,18	8,50	0,011	0,400
d - d	3,75	11,25	0,30	6,64	6,64	0,51	16,21	0,021	0,400
e - e	1,76	8,44	0,30	6,64	6,64	0,23	5,42	0,007	0,400
f - f	0,63	5,63	0,30	6,64	6,64	0,07	0,60	0,001	0,400
g - g	0,12	2,81	0,30	6,64	6,64	0,00	-	-	0,400

sez. compressa

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

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

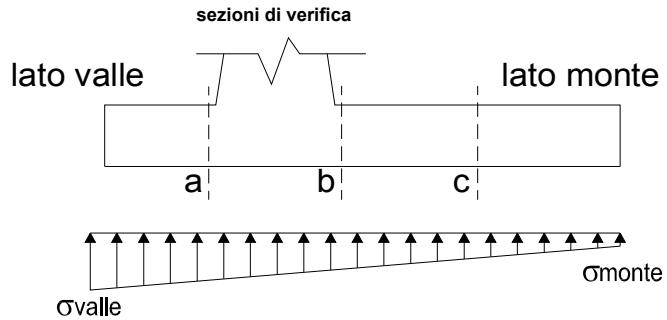
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1,20 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0,24 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	45,23	6,43	64,47	10,92
	57,23	2,83	59,47	35,92
sisma+	43,88	2,98	48,98	24,15
	43,88	2,98	48,98	24,15
sisma-	41,03	3,08	47,02	21,36
	41,03	3,08	47,02	21,36

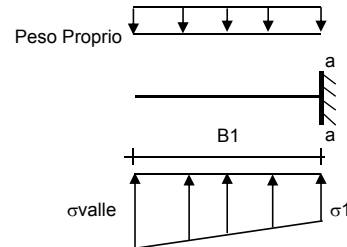


Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 7,50 \quad (kN/m)$$

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	Ma [kNm]
statico	64,47	51,08	2,36
	59,47	53,58	2,25
sisma+	48,98	42,78	1,76
	48,98	42,78	1,76
sisma-	47,02	40,61	1,69
	47,02	40,61	1,69



Mensola Lato Monte

$$PP = 7,50 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

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

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	29,42	49,42	29,42	(kN/m ²)
pvb	29,42	49,42	29,42	(kN/m ²)
pvc	29,42	49,42	29,42	(kN/m ²)

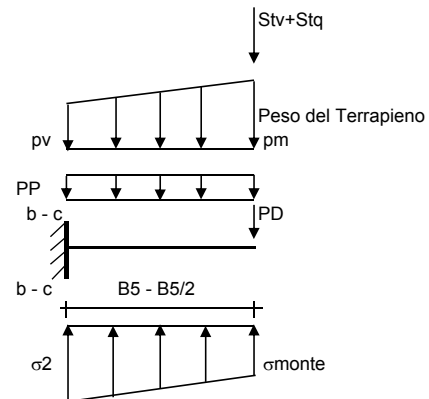
$$Mb = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot B^2 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - Bd^2) / 2 - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot (B5 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$$

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	Mb [kNm]	σ_{2c} [kN/m ²]	Mc [kNm]
statico	10,92	37,69	-7,47	24,30	-3,17
	35,92	47,69	-7,47	41,80	-3,06
sisma+	24,15	36,57	-4,58	30,36	-1,94
	24,15	36,57	-4,58	30,36	-1,94
sisma-	21,36	34,19	-4,47	27,78	-1,88
	21,36	34,19	-4,47	27,78	-1,88



Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

condizione statica

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	1,50	2,48	6,33	0,00	8,81	0,00	11,25	11,25
e-e	1,13	1,05	3,56	0,00	4,61	0,00	8,44	8,44
f-f	0,75	0,31	1,58	0,00	1,89	0,00	5,63	5,63
g-g	0,38	0,04	0,40	0,00	0,43	0,00	2,81	2,81

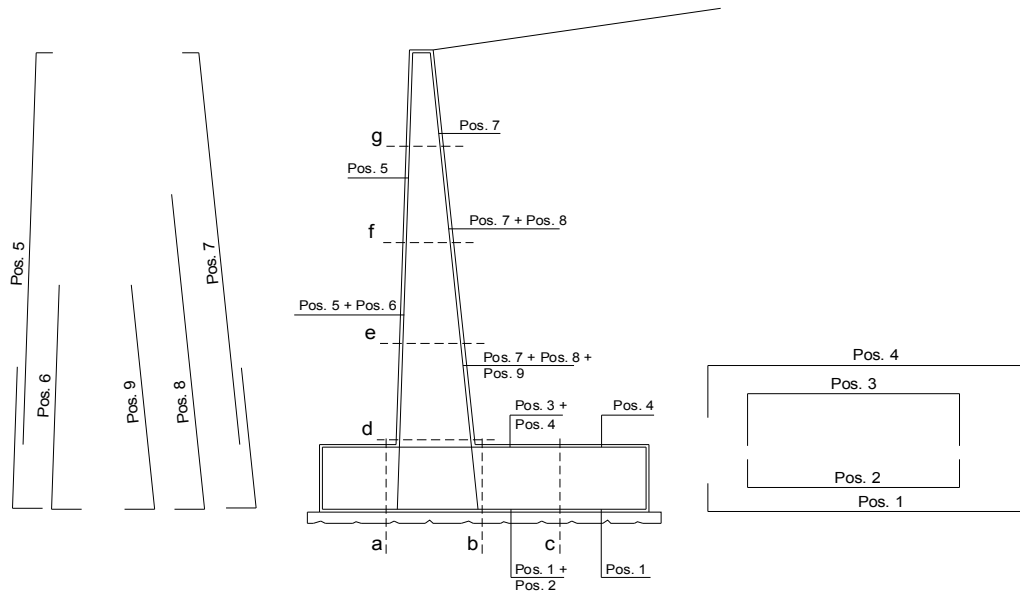
condizione sismica +

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	1,50	2,48	0,55	1,47	0,00	0,59	5,10	0,00	11,64	11,64
e-e	1,13	1,05	0,23	0,83	0,00	0,33	2,44	0,00	8,73	8,73
f-f	0,75	0,31	0,07	0,37	0,00	0,15	0,90	0,00	5,82	5,82
g-g	0,38	0,04	0,01	0,09	0,00	0,04	0,18	0,00	2,91	2,91

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	1,50	2,48	0,37	1,49	0,00	0,59	4,93	0,00	10,86	10,86
e-e	1,13	1,05	0,15	0,84	0,00	0,33	2,37	0,00	8,14	8,14
f-f	0,75	0,31	0,05	0,37	0,00	0,15	0,88	0,00	5,43	5,43
q-q	0,38	0,04	0,01	0,09	0,00	0,04	0,17	0,00	2,71	2,71

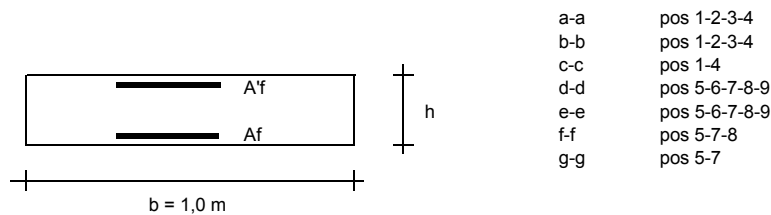
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	3,3	16		5	3,3	16	
2	0,0	16	☐	6	0,0	16	☐
3	0,0	16	☐	7	3,3	16	
4	3,3	16		8	0,0	20	☐
				9	0,0	12	☐

VERIFICHE



Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	2,36	0,00	0,30	6,64	6,64	0,33	15,59
b - b	-7,47	0,00	0,30	6,64	6,64	1,04	49,29
c - c	-3,17	0,00	0,30	6,64	6,64	0,44	20,90
d - d	8,81	11,25	0,30	6,64	6,64	1,22	49,42
e - e	4,61	8,44	0,30	6,64	6,64	0,63	23,90
f - f	1,89	5,63	0,30	6,64	6,64	0,26	8,22
g - g	0,43	2,81	0,30	6,64	6,64	0,05	0,90

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	1,76	0,00	0,30	6,64	6,64	0,24	11,62
b - b	-4,58	0,00	0,30	6,64	6,64	0,63	30,20
c - c	-1,94	0,00	0,30	6,64	6,64	0,27	12,77
d - d	5,10	10,86	0,30	6,64	6,64	0,70	25,31
e - e	2,44	8,14	0,30	6,64	6,64	0,33	9,97
f - f	0,90	5,43	0,30	6,64	6,64	0,11	2,06
g - g	0,18	2,71	0,30	6,64	6,64	0,02	-0,01

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

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19,61	23	0	
materiale 2	19,61	23	0	
materiale 3	19,61	23	0	
materiale 4	19,61	23	0	

peso specifico acqua 9,81 [kN/m³]

azioni sismiche a_g/g 0,14 (-) S_s 1,25 k_h 0,0420 (-)
 β_s 0,24 S_T 1 k_v 0,0210 (-)

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

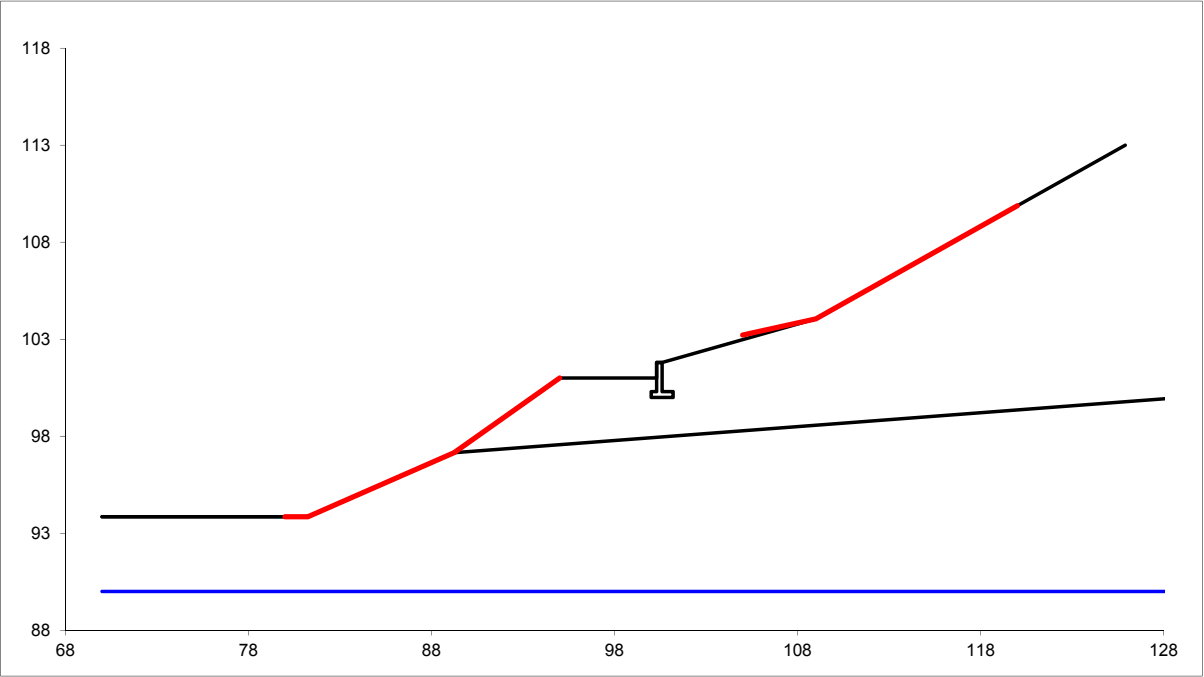
p.c. valle			p.c. monte			superficie 1			superficie 2			superficie 3			falda		
materiale 1						☒	materiale 2		☐	materiale 4		☐	materiale 2		☒		
	x	y		x	y		x	y		x	y		x	y		x	y
0	100,000	101,000	0	100,600	101,800	0	89,230	97,150	0			0			0	70,000	90,000
1	95,000	101,000	1	109,000	104,050	1	129,000	100,000	1			1			1	129,000	90,000
2	89,230	97,150	2	125,900	113,000	2			2			2			2		
3	81,250	93,850	3			3			3			3			3		
4	70,000	93,850	4			4			4			4			4		
5			5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10			10		

Sovraccarichi

	x_{in}	q_{in}	x_{fin}	q_{fin}	% sisma
sovraccarico 1 ☒	101	26	109	26	0%
sovraccarico 2 ☐					

Limiti ricerca superfici

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



#strisce
10

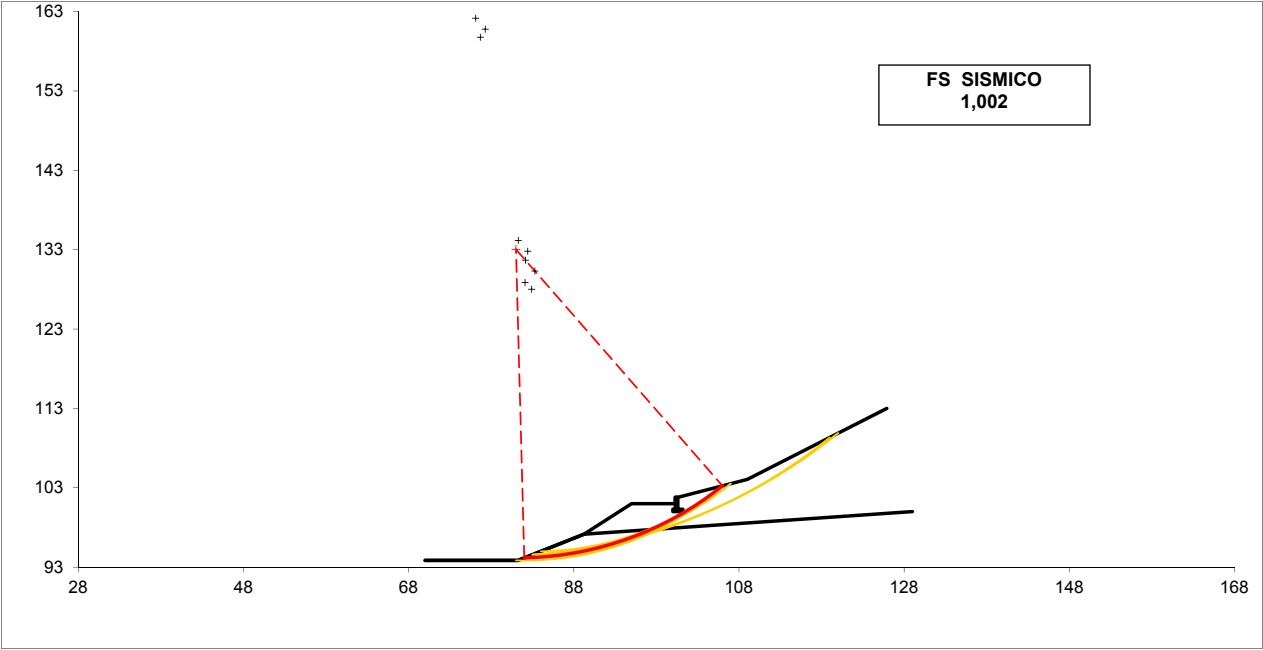
# Superfici Calcolate	FS Bishop	
2292	STATICO	1,083
	SISMICO	1,002

Condizione di Carico

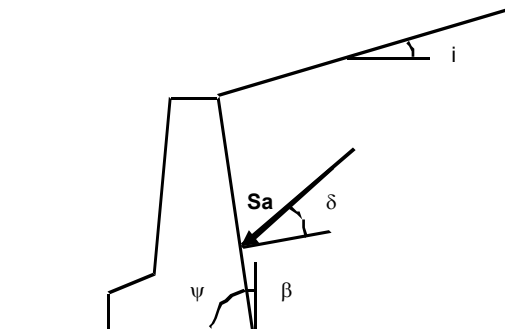
SISMICA ▼

superfici da disegnare

10 ▼



COEFFICIENTI DI SPINTA



$$\begin{aligned} \text{per } i \leq \varphi' - \theta \quad k_a &= \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \sin(\varphi' - i - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + i)}} \right]^2} \\ \text{per } i > \varphi' - \theta \quad k_a &= \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)} \\ k_p &= \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi' \sin(\varphi' + i - \theta)}{\sin(\psi + i) \sin(\psi + \theta)}} \right]^2} \end{aligned}$$

Coefficienti di spinta SLE

$$\varphi' = 35,0 \quad (^\circ) \quad i = 0,0 \quad (^\circ) \quad \delta = 23,00 \quad (^\circ)$$

coefficienti di spinta attiva

STATICO

$$k_{ah} = K_a \cdot \cos(\delta_{sup id})$$

$$k_a = 0,2444 \quad (-) \quad k_{ah} = 0,2250 \quad (-)$$

SISMICO

$$k_h = 0,0700 \quad k_v = 0,0350$$

$$\theta^+ = \arctg(k_h / (1 + k_v)) \quad \theta = 3,87 \quad (^\circ) \quad \theta^- = \arctg(k_h / (1 - k_v)) \quad \theta = 4,15 \quad (^\circ)$$

$$k_{as}^+ = 0,2845 \quad (-) \quad k_{as}^- = 0,2877 \quad (-)$$

coefficienti di spinta passiva

(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

$$\varphi_1' = 23,00 \\ 0,401426$$

- condizioni statiche

- condizioni sismiche

$$k_p = 2,2826 \quad (-) \quad (\text{Rankine})$$

$$k_{ps}^+ = 2,1773 \quad (-)$$

$$kps = 2,1693 \quad (-)$$

Coefficienti di spinta SLU STR/GE

$$\varphi' = 35,00 \quad \delta_{sup id} = 23,00 \quad (^\circ)$$

coefficienti di spinta attiva

STATICO

$$ka = 0,2444 \quad (-)$$

$$kah = Ka * \cos(\delta_{sup id})$$

$$kah = 0,2250 \quad (-)$$

SISMICO

$$kas^+ = 0,2845 \quad (-)$$

$$kas = 0,2877 \quad (-)$$

coefficienti di spinta passiva

(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

$$\varphi_1' = 23,00$$

- condizioni statiche

- condizioni sismiche

$$kp = 2,2826 \quad (-) \quad (\text{Rankine})$$

$$kps^+ = 2,1773 \quad (-)$$

$$kps = 2,1693 \quad (-)$$

Coefficienti di spinta SLU EQU

$$\varphi' = 29,3 \quad \delta_{sup id} = 19,23 \quad (^\circ)$$

coefficienti di spinta attiva

STATICO

$$ka = 0,3062 \quad (-)$$

$$kah = Ka * \cos(\delta_{sup id})$$

$$kah = 0,2891 \quad (-)$$

SISMICO

$$kas^+ = 0,3515 \quad (-)$$

$$kas = 0,3550 \quad (-)$$

coefficienti di spinta passiva

(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

$$\varphi_1' = 18,76$$

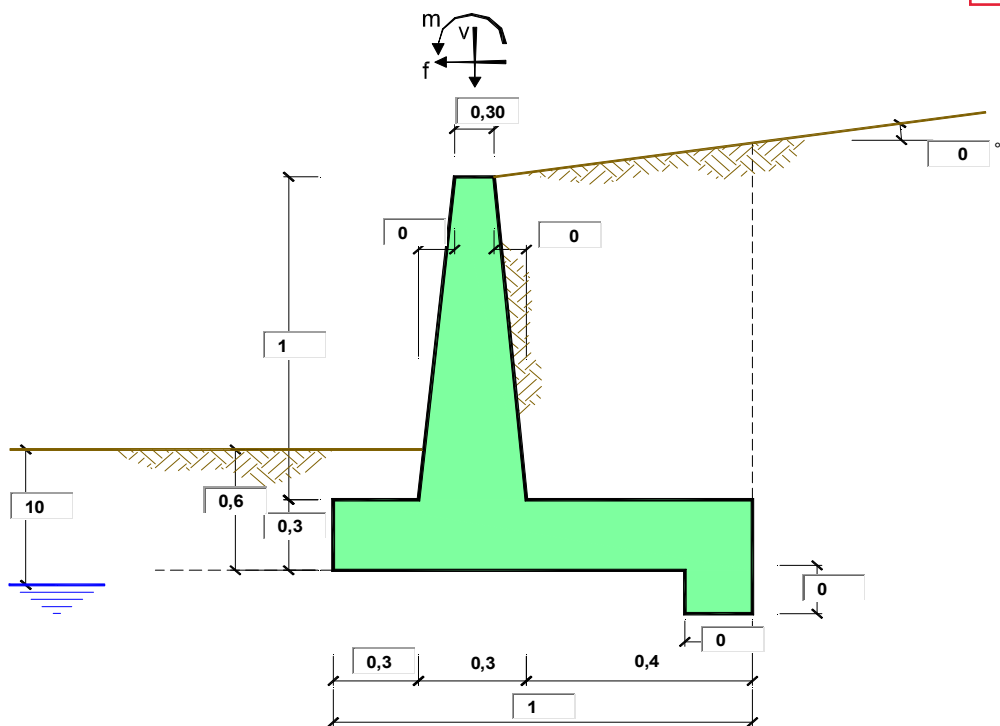
- condizioni statiche

- condizioni sismiche

$$kp = 1,9479 \quad (-) \quad (\text{Rankine})$$

$$kps^+ = 1,8495 \quad (-)$$

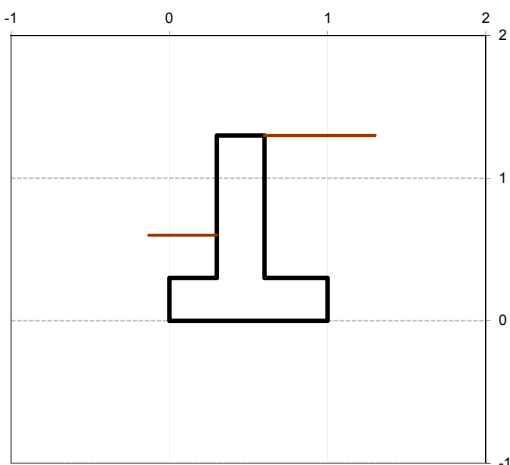
$$kps = 1,8420 \quad (-)$$



OPERA Muro di sostegno H 1,00 ml

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	☐
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	☐
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	☒
	SLE (DM88)			☐
altro			☐	



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

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

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
coesione	c'_k	γ_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_r	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	1,00
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,00
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,00

Dati Geotecnici				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE	STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	35,00	35,00	29,26
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m³)	γ'	19,61	19,61	19,61
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	23,00	23,00	19,23
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		☒ drenate ☐ Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0,00	0,00	0,00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	23,00	23,00	18,76
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m³)	$\gamma1$	19,61	19,61	19,61
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m³)	γd	19,61	19,61	19,61
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	2,00		
	Modulo di deformazione	(kN/m²)	E	15000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0,14	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_S	1	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0,5	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0,07	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0,0350	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		☒ si ☐ no	

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0,244		0,244	0,306	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,285		0,285	0,351	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,288		0,288	0,355	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2,283		2,283	1,948	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2,177		2,177	1,850	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2,169		2,169	1,842	

Carichi Agenti				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente		(kN/m ²)	qp	5,00	6,50	5,50
	Sovraccarico su zattera di monte	☐ si ☒ no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	fp	0,00	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m)	vp	0,00	0,00	0,00
	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0,00	0,00	0,00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m ²)	q	20,00	30,00	30,00
	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 Ψ1		0,75	condizione quasi permanente Ψ2		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		

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	0,80	2,70	0,74
Sismico	1,38	5,32	2,79

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	C28/35	
Rck	35	(MPa)
fck	28	(MPa)
fcm	36	(MPa)
Ec	32308	(MPa)
α_{cc}	0,85	
γ_c	1,50	

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	15,87	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2,77	(MPa)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche		
σ_c	11	Mpa
σ_t	260	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	11	Mpa
σ_t	260	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Acciaio

tipo di acciaio	Fe B 44 k	
$f_{yk} =$	430	(MPa)
$\gamma_s =$	1,15	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	373,91	(MPa)

$E_s =$	210000	(MPa)
$\epsilon_{ys} =$	0,18%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio $n = 15$

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

$c = 5,00$ (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 2,00$ (cm)

Interferro tra I e II strato

Frequente	w2▼	0,3	mm	i_{t-II}	5,00	(cm)
Quasi Permanente	w3▼	0,4	mm			

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B_4+B_5)$	(kN/m)	8	12
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B_4+B_5)$	(kN/m)	0	

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

- Muro (Mm)

			SLE	STR/GEO	EQU
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B_1+2/3 B_2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B_1+B_2+0,5 \cdot B_3)$	(kNm/m)	3,38	3,38	3,04
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B_1+B_2+B_3+1/3 B_4)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	3,75	3,75	3,38
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	7,13	7,13	6,41

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

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B_1+B_2+B_3+B_4+0,5 \cdot B_5)$	(kNm/m)	6,28	6,28	5,65
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B_1+B_2+B_3+2/3 \cdot (B_4+B_5))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B_1+B_2+B_3+2/3 \cdot B_4)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Msovr =	$Sovr \cdot (B_1+B_2+B_3+1/2 \cdot (B_4+B_5))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	6,28	6,28	5,65

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$\cdot (B_1+B_2+B_3+1/2 \cdot (B_4+B_5))$	(kNm/m)	6,4	9,6
Sovr acc. Sism	$\cdot (B_1+B_2+B_3+1/2 \cdot (B_4+B_5))$	(kNm/m)	0	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	1,05
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	0,53

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

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	0,55
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	0,27

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

MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H_2+H_3/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	0,42
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H_2+H_3/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)	0,08
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs h=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	0,50

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

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B_1+2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B_1+B_2+B_3/2)$	(kNm/m)	0,12
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B_1+B_2+B_3+B_4/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	0,13
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	0,25

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

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	0,44
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	0,00
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H_2+H_3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0,00
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	0,44

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0,22
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0,00
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H_2+H_3 \cdot 2/3) - (B_1+B_2+B_3+2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0,00
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	0,22

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$$

$$Sq_{perm} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

$$Sq_{acc} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

- Componente orizzontale condizione statica

$$Sth = St \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{perm} = Sq_{perm} \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{acc} = Sq_{acc} \cdot \cos \delta$$

- Componente verticale condizione statica

$$Stv = St \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{perm} = Sq_{perm} \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{acc} = Sq_{acc} \cdot \sin \delta$$

- Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2') \cdot H_d$$

	SLE	STR/GEO	EQU
(kN/m)	4,05	5,27	5,58
(kN/m)	1,59	2,07	2,19
(kN/m)	6,36	9,53	11,94
(kN/m)	3,73	4,85	5,27
(kN/m)	1,46	1,90	2,07
(kN/m)	5,85	8,77	11,28
(kN/m)	1,58	2,06	1,84
(kN/m)	0,62	0,81	0,72
(kN/m)	2,48	3,72	3,93
(kN/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

$$MSt1 = Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$$

$$MSt2 = Stv \cdot B$$

$$MSq1_{perm} = Sqh_{perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq1_{acc} = Sqh_{acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq2_{perm} = Sqv_{perm} \cdot B$$

$$MSq2_{acc} = Sqv_{acc} \cdot B$$

$$MSp = \gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$$

	SLE	STR/GEO	EQU
(kNm/m)	1,62	2,10	2,28
(kNm/m)	1,58	2,06	1,84
(kNm/m)	0,95	1,24	1,34
(kNm/m)	3,80	5,70	7,33
(kNm/m)	0,62	0,81	0,72
(kNm/m)	2,48	3,72	3,93
(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

$$Mfext1 = m_p + m$$

$$Mfext2 = (f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$$

$$Mfext3 = (v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$$

(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + Stv + Sqv_{perm} + Sqv_{acc}$$

29,43 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sth + Sqh + f$$

15,52 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi_1'$$

0,42 (-)

$$Fs_{scorr.} = (N \cdot f + Sp) / T$$

0,80 < **1,1**

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = M_m + M_t + Mfext3$$

12,06 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$$

4,47 (kNm/m)

$$Fs_{ribaltamento} = Ms / Mr$$

2,70 > **1**

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ \text{Sovr acc})$		29,43	41,43	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$		15,52	15,52	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		10,95	20,55	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		3,77	0,17	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c_1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kPa)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	23,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19,61		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	11,77		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,13	0,00	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	0,74	0,99	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	8,66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi')$	(2+π in cond. nd)	18,05		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi')$	(0 in cond. nd)	8,20		(-)

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

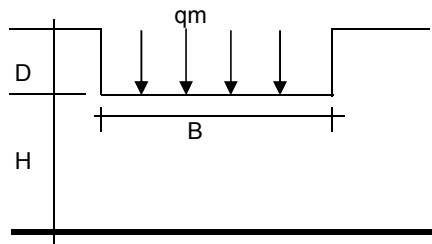
$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,22	0,39	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,12	0,12	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot \varphi'))^{m+1}$		0,11	0,11	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	29,08	46,17	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	-------	-------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	0,74	<	1,4
		Nmax	1,11	<	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



Profondità Piano di Posa della Fondazione

Carico unitario medio (qm)

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

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

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	26,91	(kN/m)
M	1,41	(kNm/m)
$e=M/N$	0,05	(m)
B^*	0,90	(m)

D =	0,60	(m)
D/B* =	0,67	(m)
Hs/B* =	2,23	(m)

$$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 32,87 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\mu_0 = 0,931 \quad (-)$$

$$\mu_1 = 0,71 \quad (-)$$

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 1,30 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

Sst1 stat	=	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	4,05	4,05	5,07
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)	0,83	0,83	0,95
Ssq1 perm	=	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	1,85	1,85	2,28
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)	3,73	3,73	4,79
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,76	0,76	0,90
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1,70	1,70	2,16
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)	1,58	1,58	1,67
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,32	0,32	0,31
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,72	0,72	0,75
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

- Condizione sismica +

MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	1,62	1,62	2,08
MSst1 sism=	Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	0,33	0,33	0,39
MSst2 stat =	Sst1v stat* B	(kNm/m)	1,58	1,58	1,67
MSst2 sism =	Sst1v sism* B	(kNm/m)	0,32	0,32	0,31
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	1,11	1,11	1,40
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	0,72	0,72	0,75
MSp =	$\gamma_1^*Hd^3*kps^+/3+(2*c1^*kps^{+0.5}+\gamma_1^*kps^*H2^)*Hd^2/2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_{tsv}$	26,27	(kN/m)
-----	---	-------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	7,79	(kN/m)
-----	---	------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0,42	(-)
-----	----------------	------	-----

Fs =	$(N \cdot f + Sp) / T$	1,43	>	1,1
-------------	--	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	13,40	(kNm/m)
------	-------------------------	-------	---------

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSp + MP_s + M_{pts}$	1,60	(kNm/m)
------	--	------	---------

Fr =	Ms / Mr	8,37	>	1
-------------	-----------------------------	-------------	-------------	----------

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$		26,27	26,27	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		7,79		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		12,51	12,51	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		0,63	0,63	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c' =$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\varphi' =$	angolo di attrito terreno di fondaz.	23,00		(°)
$\gamma_1 =$	peso unità di volume terreno fondaz.	19,61		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d H_2' =$	sovraccarico stabilizzante	11,77		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,02	0,02	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	0,95	0,95	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \tan(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	8,66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi')$	(2+π in cond. nd)	18,05		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi')$	(0 in cond. nd)	8,20		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cotg \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,49	0,49	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,43	0,43	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cotg \varphi'))^{m+1}$		0,35	0,35	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	77,06	77,06	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	-------	-------	----------------------

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

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	4,05	4,05	5,07
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)	0,55	0,55	0,60
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	1,87	1,87	2,31
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)	3,73	3,73	4,79
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,51	0,51	0,57
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1,72	1,72	2,18
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)	1,58	1,58	1,67
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,21	0,21	0,20
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,73	0,73	0,76
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

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d)/3 - h_d)$	(kNm/m)	1,62	1,62	2,08
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	(kNm/m)	0,22	0,22	0,25
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	1,58	1,58	1,67
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0,21	0,21	0,20
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	(kNm/m)	1,12	1,12	1,42
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0,73	0,73	0,76
MSp = $\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N = $P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_{tsv}$	24,57	(kN/m)
---	-------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T = $Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_{tsh}$	7,55	(kN/m)
---	------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = $\tan \phi_1'$	0,42	(-)
--------------------	------	-----

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1,38} \quad > \quad \mathbf{1,1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = $M_m + M_t + M_{fext3}$	13,40	(kNm/m)
------------------------------	-------	-----------

Momento ribaltante (Mr)

Mr = $MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSp + MP_s + M_{pts}$	2,52	(kNm/m)
---	------	-----------

Fr = Ms / Mr

5,32

>

1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		24,57	24,57	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		7,55		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		11,57	11,57	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		0,72	0,72	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c' =$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\varphi' =$	angolo di attrito terreno di fondaz.	23,00		(°)
$\gamma_1 =$	peso unità di volume terreno fondaz.	19,61		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d H_2'$	sovraccarico stabilizzante	11,77		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,03	0,03	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	0,94	0,94	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \tan(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	8,66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi')$	(2+π in cond. nd)	18,05		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi')$	(0 in cond. nd)	8,20		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cotg \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,48	0,48	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,41	0,41	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cotg \varphi'))^{m+1}$		0,33	0,33	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	74,03	74,03	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	-------	-------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	2,84	>	1,4
		Nmax	2,84	>	

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

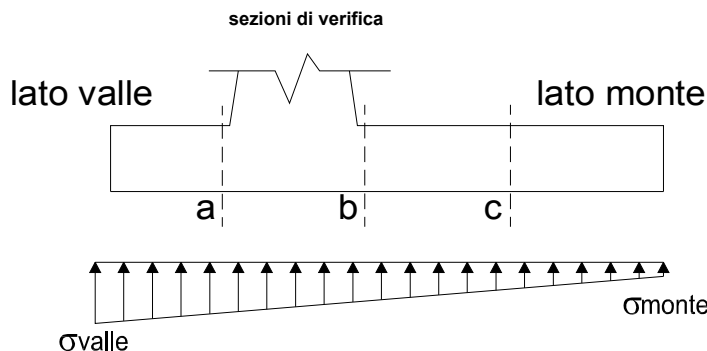
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1,00 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0,17 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	29,43	3,77	52,04	6,83
	41,43	0,17	42,44	40,43
sisma+	26,27	0,63	30,05	22,50
	26,27	0,63	30,05	22,50
sisma-	24,57	0,72	28,88	20,26
	24,57	0,72	28,88	20,26



Mensola Lato Valle

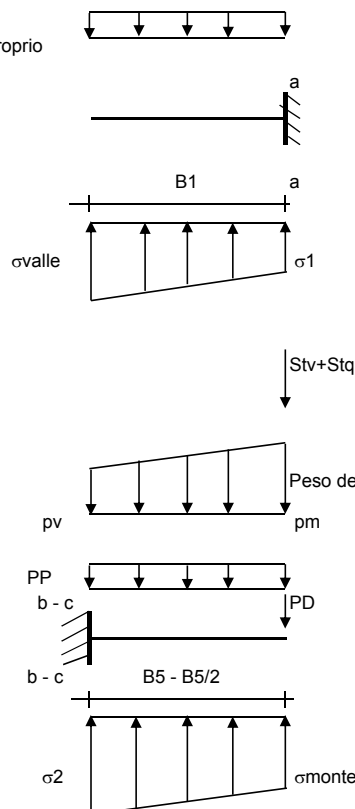
$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 7,50 \quad (kN/m)$$

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	52,04	38,47	1,80	11,33
	42,44	41,83	1,56	10,39
sisma+	30,05	27,78	0,97	7,14
	30,05	27,78	0,98	7,14
sisma-	28,88	26,30	0,94	6,85
	28,88	26,30	0,92	6,85

Peso Proprio



Mensola Lato Monte

$$PP = 7,50 \quad (kN/m^2)$$

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

peso proprio soletta fondazione

peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	19,61	49,61	19,61	(kN/m ²)
pvb	19,61	49,61	19,61	(kN/m ²)
pvc	19,61	49,61	19,61	(kN/m ²)

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

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

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

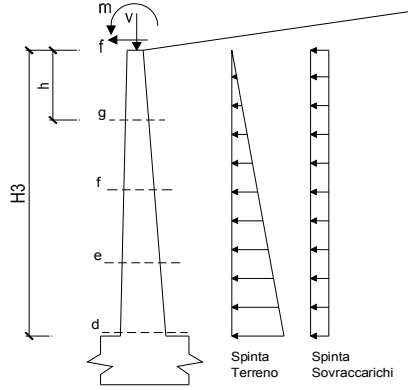
$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	6,83	24,91	-3,78	-11,08	15,87	-1,66	-9,74
	40,43	41,23	-3,95	-13,10	40,83	-1,65	-9,88
sisma+	22,50	25,52	-1,42	-4,25	24,01	-0,63	-3,59
	22,50	25,52	-1,42	-4,25	24,01	-0,63	-3,59
sisma-	20,26	23,71	-1,39	-4,20	21,99	-0,61	-3,54
	20,26	23,71	-1,39	-4,20	21,99	-0,61	-3,54

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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



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	1,00	0,96	4,11	0,00	5,06	0,00	7,50	7,50
e-e	0,75	0,40	2,31	0,00	2,71	0,00	5,63	5,63
f-f	0,50	0,12	1,03	0,00	1,15	0,00	3,75	3,75
g-g	0,25	0,01	0,26	0,00	0,27	0,00	1,88	1,88

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1,00	2,87	8,21	0,00	11,08
e-e	0,75	1,61	6,16	0,00	7,77
f-f	0,50	0,72	4,11	0,00	4,82
g-g	0,25	0,18	2,05	0,00	2,23

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	1,00	0,74	0,16	0,65	0,00	0,26	1,82	0,00	7,76	7,76
e-e	0,75	0,31	0,07	0,37	0,00	0,15	0,90	0,00	5,82	5,82
f-f	0,50	0,09	0,02	0,16	0,00	0,07	0,34	0,00	3,88	3,88
g-g	0,25	0,01	0,00	0,04	0,00	0,02	0,07	0,00	1,94	1,94

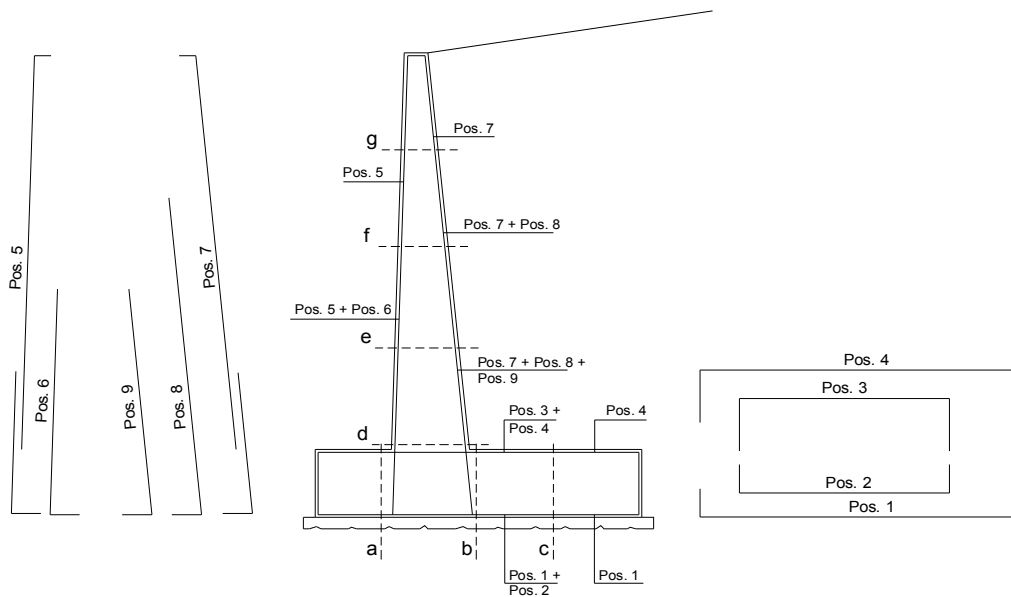
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1,00	2,21	0,49	1,31	0,00	0,53	4,53
e-e	0,75	1,24	0,28	0,98	0,00	0,39	2,89
f-f	0,50	0,55	0,12	0,65	0,00	0,26	1,59
g-g	0,25	0,14	0,03	0,33	0,00	0,13	0,63

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	1,00	0,74	0,11	0,66	0,00	0,26	1,77	0,00	7,24	7,24
e-e	0,75	0,31	0,05	0,37	0,00	0,15	0,88	0,00	5,43	5,43
f-f	0,50	0,09	0,01	0,17	0,00	0,07	0,34	0,00	3,62	3,62
g-g	0,25	0,01	0,00	0,04	0,00	0,02	0,07	0,00	1,81	1,81

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	1,00	2,21	0,33	1,32	0,00	0,53	4,38
e-e	0,75	1,24	0,18	0,99	0,00	0,39	2,81
f-f	0,50	0,55	0,08	0,66	0,00	0,26	1,56
g-g	0,25	0,14	0,02	0,33	0,00	0,13	0,62

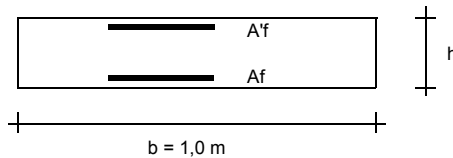
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	3,3	16	☐	5	3,3	16	☐
2	0,0	16	☐	6	0,0	16	☐
3	0,0	16	☐	7	3,3	16	☐
4	3,3	16	☐	8	0,0	20	☐
				9	0,0	12	☐

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	1,80	0,00	0,30	6,64	6,64	63,71
b - b	-3,95	0,00	0,30	6,64	6,64	63,71
c - c	-1,66	0,00	0,30	6,64	6,64	63,71
d - d	5,06	7,50	0,30	6,64	6,64	64,52
e - e	2,71	5,63	0,30	6,64	6,64	64,32
f - f	1,15	3,75	0,30	6,64	6,64	64,11
g - g	0,27	1,88	0,30	6,64	6,64	63,91

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	11,33	0,30	120,73	10	20	20	21,8	412,97	Armatura a taglio non necessaria
b - b	13,10	0,30	120,73	10	20	20	21,8	412,97	Armatura a taglio non necessaria
c - c	9,88	0,30	120,73	10	20	20	21,8	412,97	Armatura a taglio non necessaria
d - d	11,08	0,30	121,66	10	20	20	21,8	412,97	Armatura a taglio non necessaria
e - e	7,77	0,30	121,43	10	20	20	21,8	412,97	Armatura a taglio non necessaria
f - f	4,82	0,30	121,20	10	20	20	21,8	412,97	Armatura a taglio non necessaria
g - g	2,23	0,30	120,96	10	20	20	21,8	412,97	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

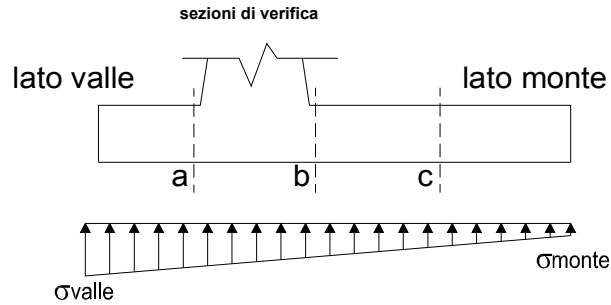
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.00 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.17 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
Freq.	26,91	1,41	35,35	18,47
	32,91	-0,39	30,55	35,27
Q.P.	25,05	-0,51	21,97	28,13
	25,05	-0,51	21,97	28,13

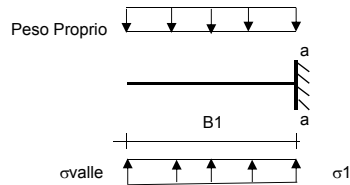


Mensola Lato Valle

$$PP = 7,50 \quad (kN/m)$$

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	Ma [kNm]
Freq.	35,35	30,29	1,18
	30,55	31,97	1,06
Q.P.	21,97	23,81	0,68
	21,97	23,81	0,68



Mensola Lato Monte

$$PP = 7,50 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

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

$$N_{min} \quad N_{max} \quad \text{Freq} \quad N_{max} \quad QP$$

$$pm = 19,61 \quad 34,61 \quad 19,61 \quad (kN/m^2)$$

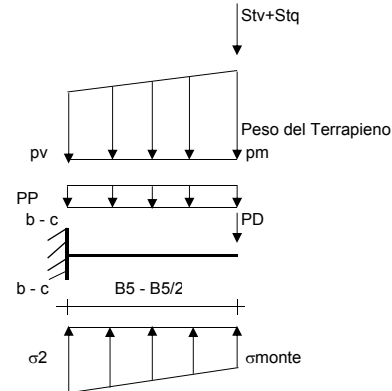
$$pvb = 19,61 \quad 34,61 \quad 19,61 \quad (kN/m^2)$$

$$pvc = 19,61 \quad 34,61 \quad 19,61 \quad (kN/m^2)$$

$$Mb = (\sigma_{monte} \cdot (pvb + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2b - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - pvb) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B^2 - Bd / 2) + Msp + Sp \cdot H^2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} \cdot (pvc + PP)) \cdot (B^2 / 2)^2 + (\sigma_2c - \sigma_{monte}) \cdot (B^2 / 2)^2 \cdot 6 - (pm - pvc) \cdot (B^2 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B^2 / 2) \cdot PD \cdot (B^2 / 2 - Bd / 2) + Msp + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_2b [kN/m ²]	Mb [kNm]	σ_2c [kN/m ²]	Mc [kNm]
Freq.	18,47	25,22	-2,14	21,84	-0,96
	35,27	33,38	-2,22	34,32	-0,96
Q.P.	28,13	25,66	-0,87	26,90	-0,43
	28,13	25,66	-0,87	26,90	-0,43



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

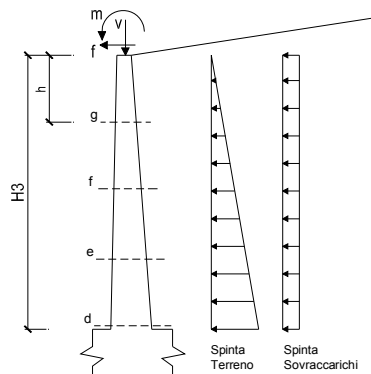
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



condizione Frequente

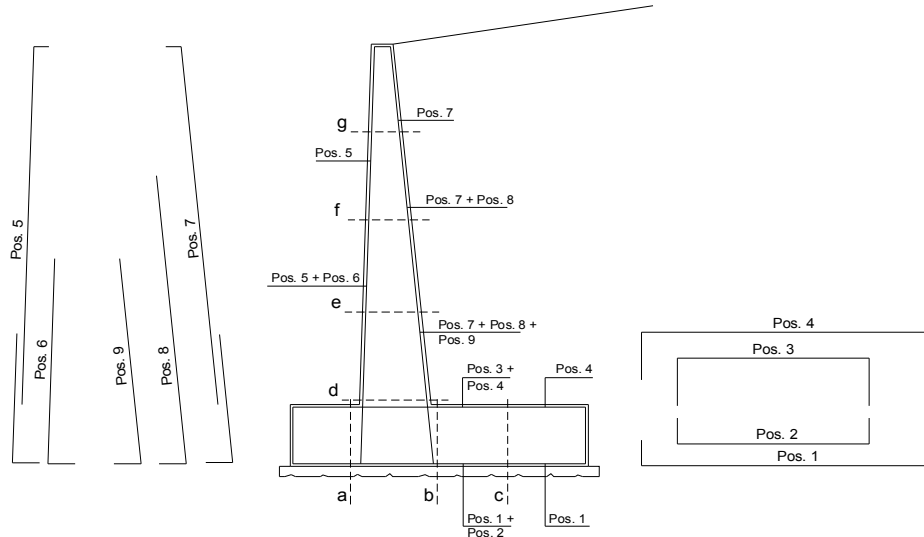
sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	1,00	0,74	2,25	0,00	2,99	0,00	7,50	7,50
e-e	0,75	0,31	1,27	0,00	1,58	0,00	5,63	5,63
f-f	0,50	0,09	0,56	0,00	0,65	0,00	3,75	3,75

g-g | 0,25 | 0,01 0,14 0,00 | 0,15 | 0,00 1,88 | 1,88 |

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	1,00	0,74	0,56	0,00	1,30	0,00	7,50	7,50
e-e	0,75	0,31	0,32	0,00	0,63	0,00	5,63	5,63
f-f	0,50	0,09	0,14	0,00	0,23	0,00	3,75	3,75
g-g	0,25	0,01	0,04	0,00	0,05	0,00	1,88	1,88

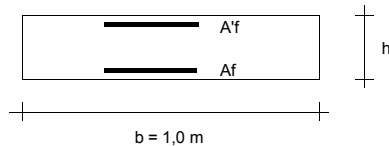
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	3,3	16		5	3,3	16	
2	0,0	16	☐	6	0,0	16	☐
3	0,0	16	☐	7	3,3	16	
4	3,3	16		8	0,0	20	☐
				9	0,0	12	☐

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	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	1,18	0,00	0,30	6,64	6,64	0,16	7,77	0,010	0,300
b - b	-2,22	0,00	0,30	6,64	6,64	0,31	14,67	0,020	0,300
c - c	-0,96	0,00	0,30	6,64	6,64	0,13	6,36	0,009	0,300
d - d	2,99	7,50	0,30	6,64	6,64	0,41	13,98	0,018	0,300
e - e	1,58	5,63	0,30	6,64	6,64	0,21	6,18	0,008	0,300
f - f	0,65	3,75	0,30	6,64	6,64	0,08	1,63	0,002	0,300
g - g	0,15	1,88	0,30	6,64	6,64	0,02	0,04	0,000	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	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	0,68	0,00	0,30	6,64	6,64	0,09	4,48	0,006	0,400
b - b	-0,87	0,00	0,30	6,64	6,64	0,12	5,71	0,008	0,400
c - c	-0,43	0,00	0,30	6,64	6,64	0,06	2,83	0,004	0,400
d - d	1,30	7,50	0,30	6,64	6,64	0,16	3,20	0,004	0,400
e - e	0,63	5,63	0,30	6,64	6,64	0,07	0,60	0,001	0,400
f - f	0,23	3,75	0,30	6,64	6,64	0,03	-0,03	0,000	0,400
g - g	0,05	1,88	0,30	6,64	6,64	0,00	-	-	0,400

sez. compressa

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

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

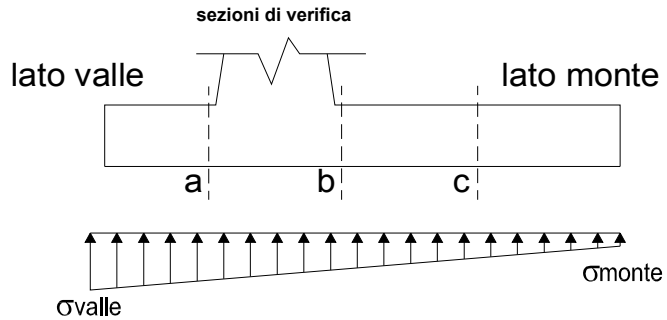
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1,00 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0,17 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	27,53	2,67	43,54	11,52
	35,53	0,27	37,14	33,92
sisma+	26,27	0,63	30,05	22,50
	26,27	0,63	30,05	22,50
sisma-	24,57	0,72	28,88	20,26
	24,57	0,72	28,88	20,26

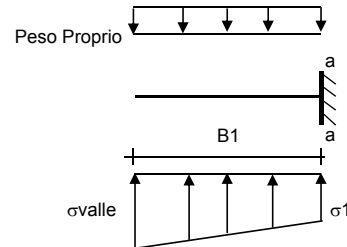


Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 7,50 \quad (kN/m)$$

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	Ma [kNm]
statico	43,54	33,93	1,48
	37,14	36,17	1,32
sisma+	30,05	27,78	0,97
	30,05	27,78	0,97
sisma-	28,88	26,30	0,94
	28,88	26,30	0,94



Mensola Lato Monte

$$PP = 7,50 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

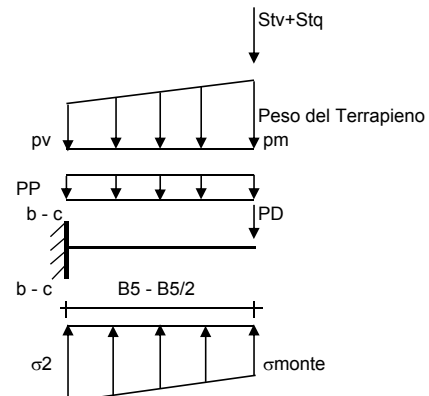
$$PD = 0,00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	19,61	39,61	19,61	(kN/m ²)
pvb	19,61	39,61	19,61	(kN/m ²)
pvc	19,61	39,61	19,61	(kN/m ²)

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

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

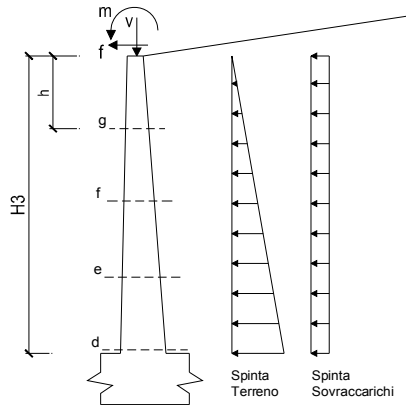
caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	Mb [kNm]	σ_{2c} [kN/m ²]	Mc [kNm]
statico	11,52	24,33	-2,78	17,93	-1,21
	33,92	35,21	-2,90	34,57	-1,20
sisma+	22,50	25,52	-1,42	24,01	-0,63
	22,50	25,52	-1,42	24,01	-0,63
sisma-	20,26	23,71	-1,39	21,99	-0,61
	20,26	23,71	-1,39	21,99	-0,61



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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



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	1,00	0,74	2,81	0,00	3,55	0,00	7,50	7,50
e-e	0,75	0,31	1,58	0,00	1,89	0,00	5,63	5,63
f-f	0,50	0,09	0,70	0,00	0,80	0,00	3,75	3,75
g-g	0,25	0,01	0,18	0,00	0,19	0,00	1,88	1,88

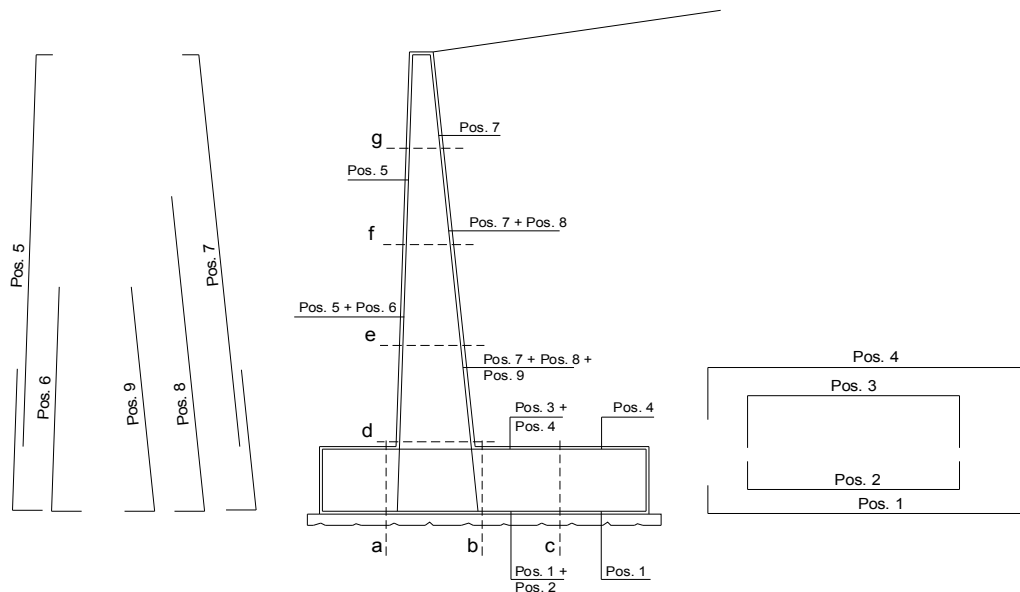
condizione sismica +

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	1,00	0,74	0,16	0,65	0,00	0,26	1,82	0,00	7,76	7,76
e-e	0,75	0,31	0,07	0,37	0,00	0,15	0,90	0,00	5,82	5,82
f-f	0,50	0,09	0,02	0,16	0,00	0,07	0,34	0,00	3,88	3,88
g-g	0,25	0,01	0,00	0,04	0,00	0,02	0,07	0,00	1,94	1,94

condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1,00	0,74	0,11	0,66	0,00	0,26	1,77	0,00	7,24	7,24
e-e	0,75	0,31	0,05	0,37	0,00	0,15	0,88	0,00	5,43	5,43
f-f	0,50	0,09	0,01	0,17	0,00	0,07	0,34	0,00	3,62	3,62
g-g	0,25	0,01	0,00	0,04	0,00	0,02	0,07	0,00	1,81	1,81

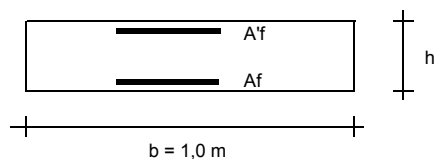
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	3,3	16		5	3,3	16	
2	0,0	16	☐	6	0,0	16	☐
3	0,0	16	☐	7	3,3	16	
4	3,3	16		8	0,0	20	☐
				9	0,0	12	☐

VERIFICHE



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

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	1,48	0,00	0,30	6,64	6,64	0,20	9,75
b - b	-2,90	0,00	0,30	6,64	6,64	0,40	19,10
c - c	-1,21	0,00	0,30	6,64	6,64	0,17	7,96
d - d	3,55	7,50	0,30	6,64	6,64	0,49	17,66
e - e	1,89	5,63	0,30	6,64	6,64	0,26	8,22
f - f	0,80	3,75	0,30	6,64	6,64	0,10	2,49
g - g	0,19	1,88	0,30	6,64	6,64	0,02	0,12

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	0,97	0,00	0,30	6,64	6,64	0,13	6,39
b - b	-1,42	0,00	0,30	6,64	6,64	0,20	9,34
c - c	-0,63	0,00	0,30	6,64	6,64	0,09	4,14
d - d	1,82	7,24	0,30	6,64	6,64	0,24	6,59
e - e	0,90	5,43	0,30	6,64	6,64	0,11	2,06
f - f	0,34	3,62	0,30	6,64	6,64	0,04	0,18
g - g	0,07	1,81	0,30	6,64	6,64	0,01	-

sez. compressa

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

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19,61	23	0	
materiale 2	19,61	23	0	
materiale 3	19,61	23	0	
materiale 4	19,61	23	0	

peso specifico acqua 9,81 [kN/m³]

azioni sismiche a_g/g 0,14 (-) S_s 1,25 k_h 0,0420 (-)
 β_s 0,24 S_T 1 k_v 0,0210 (-)

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

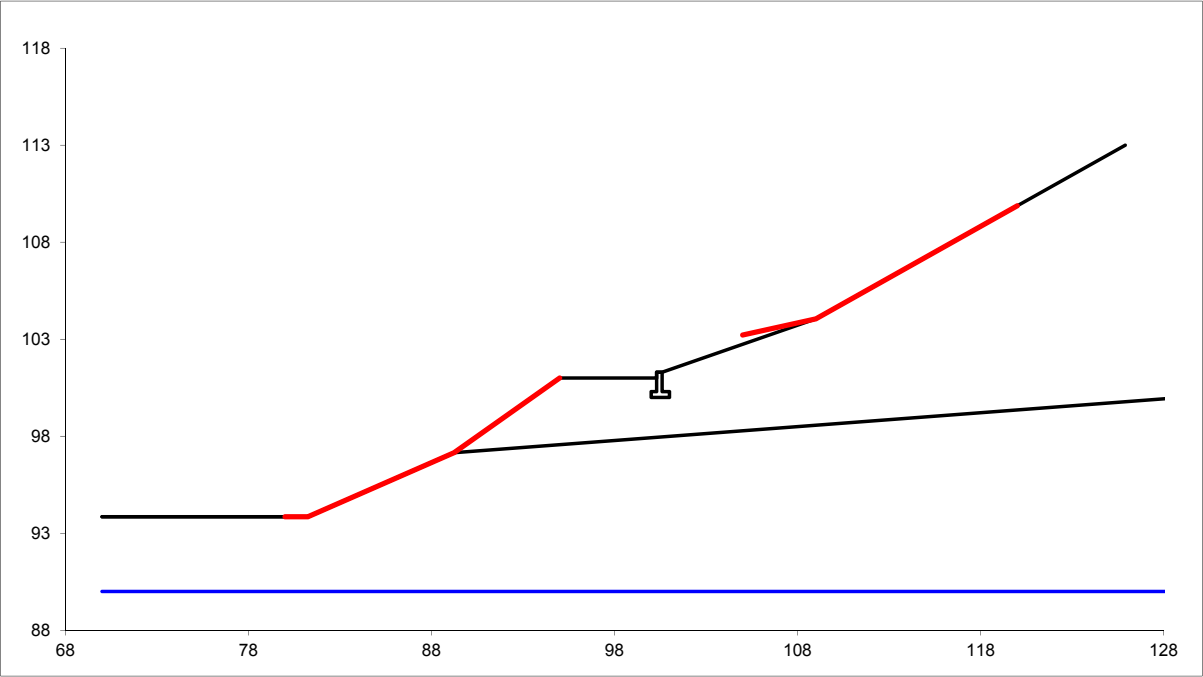
p.c. valle			p.c. monte			superficie 1			superficie 2			superficie 3			falda		
materiale 1						☒	materiale 2		☐	materiale 4		☐	materiale 2		☒		
	x	y		x	y		x	y		x	y		x	y		x	y
0	100,000	101,000	0	100,600	101,300	0	89,230	97,150	0			0			0	70,000	90,000
1	95,000	101,000	1	109,000	104,050	1	129,000	100,000	1			1			1	129,000	90,000
2	89,230	97,150	2	125,900	113,000	2			2			2			2		
3	81,250	93,850	3			3			3			3			3		
4	70,000	93,850	4			4			4			4			4		
5			5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10			10		

Sovraccarichi

	x_{in}	q_{in}	x_{fin}	q_{fin}	% sisma
sovraccarico 1 ☒	101	26	109	26	0%
sovraccarico 2 ☐					

Limiti ricerca superfici

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



#strisce
10

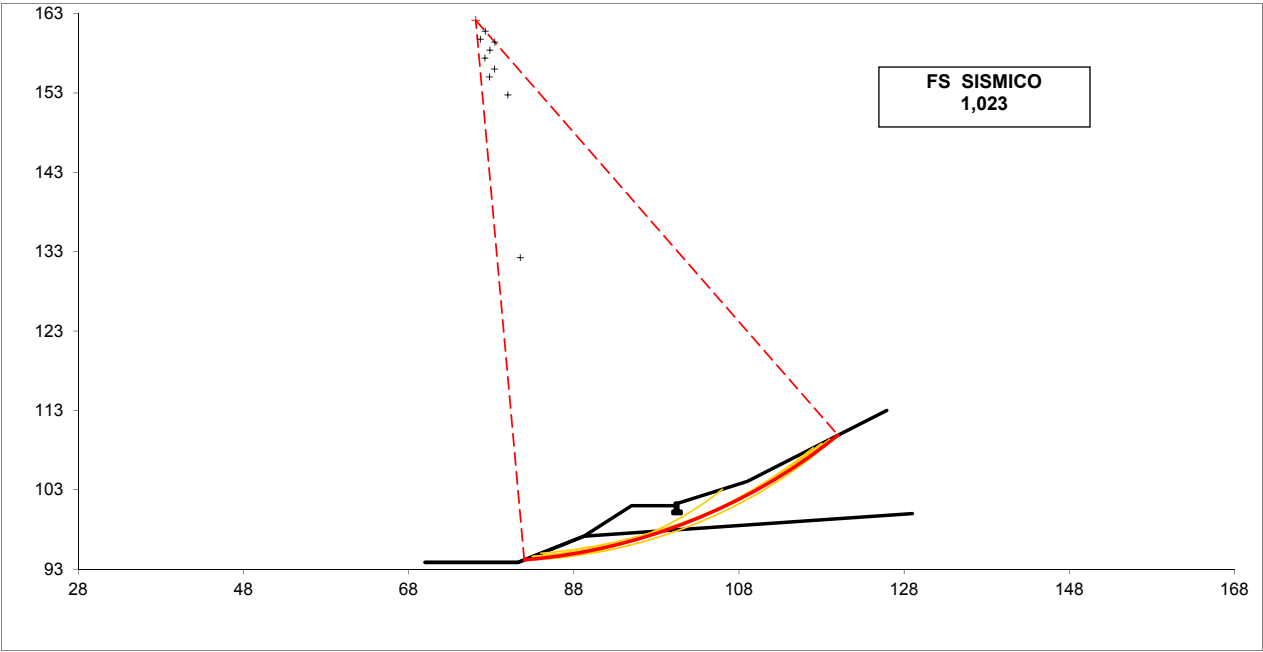
# Superfici Calcolate	FS Bishop	
2308	STATICO	1,118
	SISMICO	1,023

Condizione di Carico

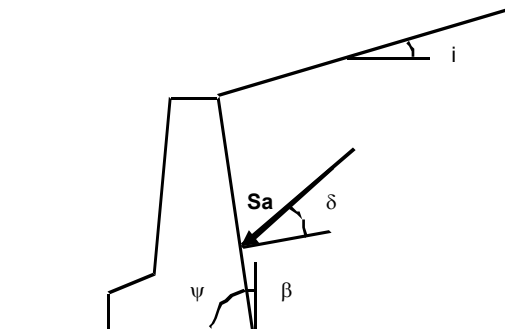
SISMICA ▼

superfici da disegnare

10 ▼



COEFFICIENTI DI SPINTA



per $i \leq \varphi' - \theta$ $k_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \sin(\varphi' - i - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + i)}} \right]^2}$
per $i > \varphi' - \theta$ $k_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$
$k_p = \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi' \sin(\varphi' + i - \theta)}{\sin(\psi + i) \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}$

Coefficienti di spinta SLE

$\varphi' = 35,0 \quad (^\circ) \quad i = 0,0 \quad (^\circ) \quad \delta = 23,00 \quad (^\circ)$

coefficienti di spinta attiva

STATICO

$$k_{ah} = K_a \cdot \cos(\delta_{sup id})$$

$k_a = 0,2444 \quad (-) \quad k_{ah} = 0,2250 \quad (-)$

SISMICO

$k_h = 0,0700 \quad k_v = 0,0350$

$\theta^+ = \arctg(k_h / (1 + k_v)) \quad \theta = 3,87 \quad (^\circ) \quad \theta^- = \arctg(k_h / (1 - k_v)) \quad \theta = 4,15 \quad (^\circ)$

$k_{as}^+ = 0,2845 \quad (-) \quad k_{as}^- = 0,2877 \quad (-)$

coefficienti di spinta passiva

(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

$\varphi_1' = 23,00$
 $0,401426$

- condizioni statiche

- condizioni sismiche

$k_p = 2,2826 \quad (-) \quad (\text{Rankine})$

$k_{ps}^+ = 2,1773 \quad (-)$

$$kps = 2,1693 \quad (-)$$

Coefficienti di spinta SLU STR/GE

$$\varphi' = 35,00 \quad \delta_{sup id} = 23,00 \quad (^\circ)$$

coefficienti di spinta attiva

STATICO

$$ka = 0,2444 \quad (-)$$

$$kah = Ka * \cos(\delta_{sup id})$$

$$kah = 0,2250 \quad (-)$$

SISMICO

$$kas^+ = 0,2845 \quad (-)$$

$$kas = 0,2877 \quad (-)$$

coefficienti di spinta passiva

(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

$$\varphi_1' = 23,00$$

- condizioni statiche

- condizioni sismiche

$$kp = 2,2826 \quad (-) \quad (\text{Rankine})$$

$$kps^+ = 2,1773 \quad (-)$$

$$kps = 2,1693 \quad (-)$$

Coefficienti di spinta SLU EQU

$$\varphi' = 29,3 \quad \delta_{sup id} = 19,23 \quad (^\circ)$$

coefficienti di spinta attiva

STATICO

$$ka = 0,3062 \quad (-)$$

$$kah = Ka * \cos(\delta_{sup id})$$

$$kah = 0,2891 \quad (-)$$

SISMICO

$$kas^+ = 0,3515 \quad (-)$$

$$kas = 0,3550 \quad (-)$$

coefficienti di spinta passiva

(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

$$\varphi_1' = 18,76$$

- condizioni statiche

- condizioni sismiche

$$kp = 1,9479 \quad (-) \quad (\text{Rankine})$$

$$kps^+ = 1,8495 \quad (-)$$

$$kps = 1,8420 \quad (-)$$