

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

OPERE CIVILI - Opere di sostegno MU73 - Muro di sottoscarpa a SX su FV02 - Relazione di calcolo muro esistente ai sensi delle NTC 2018

SCALA:

-

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

I	A	5	F	0	1	D	7	8	C	L	M	U	7	3	0	0	0	0	2	A
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---


Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE DEFINITIVA	E. Sellari	Luglio 2019	C. Toraldo <i>C. Toraldo</i>	Luglio 2019	F. GERNONE <i>F. Gernone</i>	Luglio 2019	D. TIBERTI Luglio 2019 <i>D. Tiberti</i>

ITALFERR S.p.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato
Direzione Infrastrutture Sud
UO Infrastrutture Sud
Dott. Ing. Dario Tiberti
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10475

Sommario

1	INTRODUZIONE	4
2	NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	5
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
3	DESCRIZIONE DEL TRACCIATO	6
4	INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO	13
5	VERIFICHE AI SENSI DELLA NORMATIVA NTC2018	14
5.1	VERIFICA AI SENSI DEL CAPITOLO 8 DELLE NTC2018	14
5.1.1	<i>Verifiche in condizioni sismiche</i>	14
5.1.2	<i>Caratteristiche dei materiali ai sensi del capitolo 8 delle NTC 2018</i>	17
5.1.3	<i>Combinazioni di calcolo</i>	18
5.2	ANALISI DEI CARICHI	19
5.2.1	<i>Azioni statiche</i>	19
5.2.2	<i>Azioni variabili</i>	19
6	ANALISI E VERIFICA MURO S2 – (KM 8+841- KM 18+851)	21
6.1	INPUT	21
6.2	AZIONI	23
6.4	VERIFICHE GEOTECNICHE	25
6.4.1	<i>Verifica allo scorrimento</i>	27
6.4.2	<i>Verifica al ribaltamento</i>	27
6.4.3	<i>Verifica al carico limite della fondazione</i>	28
6.4.4	<i>Verifica di stabilità globale</i>	29
6.5	VERIFICHE STRUTTURALI	31
6.5.1	<i>Calcolo sollecitazioni soletta di fondazione</i>	31
6.5.2	<i>Calcolo sollecitazioni paramento verticale</i>	32

6.5.3	<i>Schema delle armature</i>	33
6.5.4	<i>Verifica</i>	33
7	ANALISI E VERIFICA MURO S4 – (KM 18+851 - KM 18+915)	34
7.1	INPUT	34
7.2	AZIONI	36
7.4	VERIFICHE GEOTECNICHE	38
7.4.1	<i>Verifica allo scorrimento</i>	40
7.4.2	<i>Verifica al ribaltamento</i>	40
7.4.3	<i>Verifica al carico limite della fondazione</i>	41
7.4.4	<i>Verifica di stabilità globale</i>	42
7.5	VERIFICHE STRUTTURALI	44
7.5.1	<i>Calcolo sollecitazioni soletta di fondazione</i>	44
7.5.2	<i>Calcolo sollecitazioni paramento verticale</i>	45
7.5.3	<i>Schema delle armature</i>	46
7.5.4	<i>Verifica</i>	46

	LINEA FERRANDINA-MATERA LA MARTELLA PROGETTO DEFINITIVO COLLEGAMENTO DI MATERA CON LA RETE FERROVIARIA NAZIONALE					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURO ESISTENTE AI SENSI DELLE NTC 2018	COMMESSA IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78	DOCUMENTO CL MU7300 002	REV. A

1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione vengono descritte le verifiche ai fini dell'adeguamento sismico dei muri di sostegno della linea Ferrandina – Matera La Martella e per il collegamento della linea con la linea storica Battipaglia–Potenza-Metaponto e illustra gli interventi necessari ai fini della manutenzione della sede e adeguamento sismico delle opere.

Tutte le geometrie dei muri utilizzate provengono dagli elaborati grafici del progetto esecutivo depositato e sono opere collaudate, di conseguenza sono classificate come **opere esistenti**.

Di conseguenza le suddette verifiche sono state strutturate come dettagliatamente descritto nel seguito.

La **prima fase** consiste nella verifica dei singoli muri di sostegno ai sensi delle normative vigenti all'epoca dalla progettazione/costruzione (Decreto Ministero Lavori Pubblici, 11 Marzo 1988 - Circolare Ministero Lavori Pubblici, 24 settembre 1988, Decreto Ministeriale Lavori Pubblici, 9 gennaio 1996 - Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche e Decreto Ministeriale Lavori Pubblici, 16 Gennaio 1996 - Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche) per escludere o rilevare che il Progetto «originario» della struttura non fosse affetto da errori e/o gravi carenze.

La **seconda fase** consiste nell'adeguamento sismico delle opere:

- la verifica sismica ai sensi delle NTC2018 nel caso in cui le verifiche secondo DM88 sono soddisfatte.
- la verifica secondo il capitolo 8 delle NTC2018.

Se le verifiche della seconda fase non dovessero risultare soddisfatte si procede al dimensionamento dell'intervento di adeguamento descritto negli appositi elaborati.

Per maggiori dettagli si rimanda alla “Relazione tecnica descrittiva delle opere civili minori” [IA5F01D78RGOC0000001] e allegati (elaborati grafici del progetto esecutivo dell'epoca).

Argomento di questa relazione è la seconda fase.

	LINEA FERRANDINA-MATERA LA MARTELLA PROGETTO DEFINITIVO COLLEGAMENTO DI MATERA CON LA RETE FERROVIARIA NAZIONALE					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURO ESISTENTE AI SENSI DELLE NTC 2018	COMMESSA IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78	DOCUMENTO CL MU7300 002	REV. A

2 **NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO**

2.1 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

L'interpretazione dei risultati e la redazione della presente relazione sono stati effettuati nel rispetto della Normativa in vigore e di alcune Raccomandazioni.

I principali riferimenti normativi sono i seguenti:

- [N.1]. Nuove norme sismiche per il calcolo strutturale - D.M. 17-01-18 (NTC-2018).
- [N.2]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

2.2 **DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

Inoltre si fa riferimento ai seguenti documenti:

- [D1]. IA5F00R09RGCS000X001A – Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale (NPP.016) “Relazione interventi su rilevati e trincee”.
- [D2]. IA5F01D78RGOC0000001 “Relazione tecnica descrittiva delle opere civili minori”
- [D3]. IA5F01D78ROOC0000001 “Relazione tecnica descrittiva indagini opere civili minori esistenti”

e ai seguenti riferimenti bibliografici:

- [D4]. R. Lancellotta, Geotecnica, Zanichelli;
- [D5]. C. Viggiani, Fondazioni, Hevelius, 1999;
- [D6]. C.R. I. Clayton, J. Milititsky, R.I. Woods, Earth Pressure and Earth Retaining Structures, 1993 (traduzione italiana a cura di M. Cecconi, G.M.B. Viggiani, La spinta delle terre e le opere di sostegno, Hevelius, 2006)

3 DESCRIZIONE DEL TRACCIATO

Nella presente paragrafo viene descritta la modalità esecutiva per le verifiche dei muri di sostegno che si incontrano lungo la tratta Ferrandina - Matera La Martella.

Il tracciato attraversa i Comuni di Ferrandina, Pomarico, Miglionico e Matera, facenti parte della provincia di Matera, Regione Basilicata.

La tratta Ferrandina - Matera La Martella ha inizio alla pk 230+821 della LS Battipaglia - Potenza-Metaponto (cui è associata la pk 0+00 di progetto) e si sviluppa per 19+543.89 km fino al nuovo impianto di Matera La Martella.

Il tracciato si stacca dalla linea esistente curvando in direzione Matera e si inserisce sul sedime esistente prima dell'imbocco della galleria Miglionico. Pertanto i primi 2.2 km saranno realizzati su nuova sede; fino alla pk 1+057.35 il tracciato si sviluppa in rilevato (RI01), con altezza massima di circa 6-7m in approccio al viadotto "Nuovo Basento" (VI13), che si estende per circa 1,15 km. Si passa nuovamente in rilevato (RI02) fino ad imboccare la galleria artificiale GA01 alla pk 2+345.60; dalla pk 2+438.45 alla pk 8+709.39 si sviluppa la galleria naturale GN01, per poi ripresentare l'imbocco sottoforma di galleria artificiale fino alla pk 8+904.39. All'uscita della galleria il tracciato è caratterizzato da una successione di sezioni in rilevato e trincea che si interpongono tra gli undici viadotti presenti, fino alla progressiva finale in corrispondenza della stazione "Matera La Martella" (pk 19+543.89).

La successione dei diversi muri (lato sx e lato dx) è elencata nella seguente Tabella 1:

Tabella 1. WBS per i muri di sostegno.

<i>WBS</i>	<i>Descrizione</i>	<i>pk iniziale</i>	<i>pk finale</i>
MU51	MURO DI CONTRORIPA A SX SU TR01	8+855.26	9+077.30
MU52	MURO DI CONTRORIPA A DX SU TR01	8+856.64	9+087.12
MU53	MURO SI SOSTEGNO A SX SU RI03	9+083.17	9+624.33
MU54	MURO SI SOSTEGNO A SX SU RI04	9+664.81	9+698.84
MU55	MURO SI SOSTEGNO A DX SU RI04	9+664.30	9+767.62
MU56	MURO DI CONTRORIPA A SX SU TR02	9+718.16	9+899.96
MU57	MURO DI CONTRORIPA A DX SU TR02	9+767.62	9+900.62
MU58	MURO DI SOSTEGNO A DX SU RI05	10+251.51	10+361.00
MU59	MURO DI CONTRORIPA A SX SU TR03	10+427.66	10+536.10
MU60	MURO DI CONTRORIPA A DX SU TR03	10+418.11	10+569.93
MU61	MURO DI CONTRORIPA A SX TR04	11+833.82	12+035.91
MU62	MURO DI CONTRORIPA A DX SU TR04	11+821.39	12+068.84
MU63	MURO DI CONTRORIPA A SX SU TR05	13+296.60	13+439.53
MU64	MURO DI CONTRORIPA A DX SU TR05	13+294.42	13+431.55
MU65	MURO DI CONTRORIPA A SX SU TR06	14+312.95	14+904.91
MU66	MURO DI CONTRORIPA A DX SU TR06	14+301.63	14+897.52
MU67	MURO DI CONTRORIPA A SX SU TR07	17+372.82	17+615.82
MU68	MURO DI CONTRORIPA A DX SU TR07	17+372.82	17+577.82

<i><u>WBS</u></i>	<i><u>Descrizione</u></i>	<i><u>pk iniziale</u></i>	<i><u>pk finale</u></i>
MU69	MURO DI CONTRORIPA A SX SU TR08	17+800.85	17+973.50
MU70	MURO DI CONTRORIPA A DX SU TR08	17+800.09	17+972.74
MU71	MURO DI CONTRORIPA A SX SU TR09	18+426.82	18+729.69
MU72	MURO DI CONTRORIPA A DX SU TR09	18+415.74	18+820.23
MU73	MURO DI CONTRORIPA A SX SU FV02	18+841.85	18+915.85
MU74	MURO DI CONTRORIPA A DX SU FV02	18+842.69	19+365.24

In particolare nella seguente Tabella 2 si riportano tutti i muri di sostegno distinti tra muri di sottoscarpa e muri di controripa presenti lungo la linea sia in destra che in sinistra e la relativa WBS muri di appartenenza: i muri di sottoscarpa sono indicati con la lettera S seguiti dall'altezza del paramento, in maniera analoga sono indicati quelli di controripa con la C seguita dall'altezza del paramento. In prossimità del viadotto Rio Conche i muri di sottoscarpa presentano uno spessore della soletta maggiore, per cui sono stati classificati diversamente e indicati con la lettera S, l'altezza del paramento e il simbolo *

Di seguito la legenda:

- C5 muri di controripa aventi altezza del paramento pari a 5 m
- C4 muri di controripa aventi altezza del paramento pari a 4 m
- C3 muri di controripa aventi altezza del paramento pari a 3 m
- C2 muri di controripa aventi altezza del paramento pari a 2 m
- S6 muri di sottoscarpa aventi altezza del paramento pari a 6 m (spessore soletta di 0.9m)
- S4 muri di sottoscarpa aventi altezza del paramento pari a 4 m (spessore soletta di 0.6m)
- S2 muri di sottoscarpa aventi altezza del paramento pari a 2 m (spessore soletta di 0.5m)
- S6* muri di sottoscarpa zona Rio Conche aventi altezza del paramento pari a 6 m (spessore soletta di 1.2 m)
- S4* muri di sottoscarpa zona Rio Conche aventi altezza del paramento pari a 4 m (spessore soletta di 1 m)
- S2* muri di sottoscarpa zona Rio Conche aventi altezza del paramento pari a 2 m (spessore soletta di 0.8m)

Sono inoltre indicati i cordoli con l'etichetta H0.

Tabella 2. Muri di sostegno.

WBS	muro	da	a	sviluppo	posizione
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
MU51	C5	8855.3	8965.27	109.97	SX
MU51	C4	8965.27	8985.27	20	SX
MU51	C3	8985.27	9015.28	30.01	SX
MU51	C2	9015.28	9045.28	30	SX
MU51	H0	9045.28	9077.3	32.02	SX
MU53	S2	9083.17	9097.08	13.91	SX
MU53	S4	9097.08	9110.98	13.9	SX
MU53	S6	9110.98	9159.66	48.68	SX
MU53	S4	9159.66	9308.68	149.02	SX
MU53	S2*	9308.68	9385.17	76.49	SX
MU53	S4*	9385.17	9479.18	94.01	SX
MU53	S6*	9479.18	9551.92	72.74	SX
MU53	S4*	9551.92	9608.55	56.63	SX
MU53	S6*	9608.55	9624.33	15.78	SX
MU54	S4*	9664.86	9681.83	16.97	SX
MU54	S2*	9681.83	9698.84	17.01	SX
MU56	H0	9718.16	9762.87	44.71	SX
MU56	C2	9762.87	9767.84	4.97	SX
MU56	C3	9767.84	9847.31	79.47	SX
MU56	C2	9847.31	9872.14	24.83	SX
MU56	H0	9872.14	9899.96	27.82	SX
MU59	H0	10427.66	10536.1	108.44	SX
MU61	H0	11833.82	11905.78	71.96	SX
MU61	C2	11905.78	11979.72	73.94	SX
MU61	H0	11979.72	12035.91	56.19	SX
MU63	H0	13296.6	13334.8	38.2	SX
MU63	C2	13334.8	13404.01	69.21	SX
MU63	H0	13404.01	13439.53	35.52	SX
MU65	H0	14312.95	14347.38	34.43	SX
MU65	C2	14347.38	14372.05	24.67	SX

WBS	muro	da	a	sviluppo	posizione
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
MU65	C3	14372.05	14391.78	19.73	SX
MU65	C4	14391.78	14500.3	108.52	SX
MU65	C3	14500.3	14658.15	157.85	SX
MU65	C4	14658.15	14682.82	24.67	SX
MU65	C5	14682.82	14781.48	98.66	SX
MU65	C4	14781.48	14825.87	44.39	SX
MU65	C3	14825.87	14875.2	49.33	SX
MU65	C2	14875.2	14885.07	9.87	SX
MU65	H0	14885.07	14904.91	19.84	SX
MU67	H0	17372.82	17417.82	45	SX
MU67	C2	17417.82	17502.82	85	SX
MU67	C3	17502.82	17577.82	75	SX
MU67	C2	17577.82	17597.82	20	SX
MU67	H0	17597.82	17615.82	18	SX
MU69	H0	17800.85	17815.65	14.8	SX
MU69	C2	17815.65	17830.45	14.8	SX
MU69	C3	17830.45	17845.25	14.8	SX
MU69	C4	17845.25	17864.98	19.73	SX
MU69	C5	17864.98	17924.18	59.2	SX
MU69	C4	17924.18	17938.97	14.79	SX
MU69	C3	17938.97	17953.77	14.8	SX
MU69	C2	17953.77	17963.64	9.87	SX
MU69	H0	17963.64	17973.5	9.86	SX
MU71	H0	18426.82	18446.55	19.73	SX
MU71	C2	18446.55	18456.46	9.91	SX
MU71	C3	18456.46	18471.21	14.75	SX
MU71	C4	18471.21	18505.74	34.53	SX
MU71	C5	18505.74	18550.14	44.4	SX
MU71	C4	18550.14	18574.8	24.66	SX
MU71	C3	18574.8	18599.46	24.66	SX
MU71	C2	18599.46	18673.46	74	SX

WBS	muro	da	a	sviluppo	posizione
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
MU71	H0	18673.46	18729.69	56.23	sx
MU73	S2	18841.85	18851.72	9.87	sx
MU73	S4	18851.72	18915.85	64.13	sx
MU52	C5	8855.64	9020.56	164.92	dx
MU52	C4	9020.56	9040.47	19.91	dx
MU52	C3	9040.47	9055.33	14.86	dx
MU52	C2	9055.33	9060.29	4.96	dx
MU52	H0	9060.29	9087.12	26.83	dx
MU55	S6*	9664.3	9690.13	25.83	dx
MU55	S4*	9690.13	9713.98	23.85	dx
MU55	S2*	9713.98	9723.91	9.93	dx
MU55	S4*	9723.91	9733.84	9.93	dx
MU55	S6*	9733.84	9753.71	19.87	dx
MU55	S4*	9753.71	9759.67	5.96	dx
MU55	S2*	9759.67	9767.62	7.95	dx
MU57	H0	9767.62	9900.62	133	dx
MU58	S4	10251.51	10267.32	15.81	dx
MU58	S6	10267.32	10326.47	59.15	dx
MU58	S4	10326.47	10351.12	24.65	dx
MU58	S2	10351.12	10361	9.88	dx
MU60	H0	10418.11	10424.03	5.92	dx
MU60	C2	10424.03	10443.75	19.72	dx
MU60	C4	10443.75	10507.83	64.08	dx
MU60	C2	10507.83	10522.61	14.78	dx
MU60	H0	10522.61	10569.93	47.32	dx
MU62	H0	11821.39	11839.14	17.75	dx
MU62	C2	11839.14	11874.63	35.49	dx
MU62	C3	11874.63	11894.35	19.72	dx
MU62	C4	11894.35	11992.8	98.45	dx
MU62	C3	11992.8	12017.58	24.78	dx
MU62	C2	12017.58	12037.29	19.71	dx



LINEA FERRANDINA-MATERA LA MARTELLA
PROGETTO DEFINITIVO
COLLEGAMENTO DI MATERA CON LA RETE FERROVIARIA NAZIONALE

RELAZIONE DI CALCOLO MURO
ESISTENTE AI SENSI DELLE NTC 2018

COMMESSA
IA5F

LOTTO
01

CODIFICA
D 78

DOCUMENTO
CL MU7300 002

REV.
A

FOGLIO
11 di 46

WBS	muro	da	a	sviluppo	posizione
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
MU62	H0	12037.29	12068.84	31.55	dx
MU64	H0	13294.42	13330.93	36.51	dx
MU64	C2	13330.93	13404.92	73.99	dx
MU64	H0	13404.92	13431.55	26.63	dx
MU66	H0	14301.63	14326.3	24.67	dx
MU66	C2	14326.3	14350.96	24.66	dx
MU66	C3	14350.96	14375.63	24.67	dx
MU66	C4	14375.63	14400.29	24.66	dx
MU66	C5	14400.29	14469.35	69.06	dx
MU66	C4	14469.35	14498.95	29.6	dx
MU66	C3	14498.95	14523.61	24.66	dx
MU66	C2	14523.61	14657.79	134.18	dx
MU66	C3	14657.79	14692.32	34.53	dx
MU66	C4	14692.32	14790.97	98.65	dx
MU66	C3	14790.97	14825.5	34.53	dx
MU66	C2	14825.5	14850.17	24.67	dx
MU66	H0	14850.17	14897.52	47.35	dx
MU68	H0	17372.82	17507.95	135.13	dx
MU68	C2	17507.95	17557.98	50.03	dx
MU68	H0	17557.98	17577.82	19.84	dx
MU70	H0	17800.09	17819.83	19.74	dx
MU70	C2	17819.83	17829.69	9.86	dx
MU70	C3	17829.69	17839.56	9.87	dx
MU70	C4	17839.56	17933.28	93.72	dx
MU70	C3	17933.28	17943.15	9.87	dx
MU70	C2	17943.15	17953.01	9.86	dx
MU70	H0	17953.01	17972.74	19.73	dx
MU72	H0	18415.74	18440.4	24.66	dx
MU72	C2	18440.4	18450.27	9.87	dx
MU72	C3	18450.27	18470	19.73	dx
MU72	C4	18470	18504.53	34.53	dx



LINEA FERRANDINA-MATERA LA MARTELLA
PROGETTO DEFINITIVO
COLLEGAMENTO DI MATERA CON LA RETE FERROVIARIA NAZIONALE

RELAZIONE DI CALCOLO MURO
ESISTENTE AI SENSI DELLE NTC 2018

COMMESSA
IA5F

LOTTO
01

CODIFICA
D 78

DOCUMENTO
CL MU7300 002

REV.
A

FOGLIO
12 di 46

WBS	muro	da	a	sviluppo	posizione
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
MU72	C5	18504.53	18558.79	54.26	dx
MU72	C4	18558.79	18603.19	44.4	dx
MU72	C3	18603.19	18657.45	54.26	dx
MU72	C2	18657.45	18687.05	29.6	dx
MU72	H0	18687.05	18820.23	133.18	dx
MU74	S4	18842.69	18916.68	73.99	dx
MU74	H0	19246.85	19365.24	118.39	dx

Nella presente relazione verranno analizzati i muri che interessano la WBS MU73:

WBS	muro	da	a	sviluppo	posizione
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
MU73	S2	18841.9	18851.72	9.87	sx
MU73	S4	18851.7	18915.85	64.13	sx

4 INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO

Si riportano di seguito i terreni su cui poggiano i muri di sostegno lungo il tracciato, con i parametri fisici e meccanici ad essi assegnati:

- U1c, con parametri $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$, $c = 15 \text{ kPa}$, $\varphi = 30^\circ$, rappresenta i depositi alluvionali recenti ed è presente nel tratto in corrispondenza dell'uscita della galleria (pk 8+855 – pk 10+522);

- U2 rappresenta le argille subappenniniche ed è presente in diversi punti lungo il tracciato, per tale motivo i parametri risultano leggermente diversi tra loro: si riporta di seguito una tabella con i valori dei parametri del terreno U2 al variare della progressiva.

Terreno	Progressive	γ	c	φ
U2	11+900 – 12+000	19	30	22
U2	13+335 – 13+400	19	31	22
U2	14+348 – 14+885	19	29	22
U2	15+500 – 17+600	19	27	22
U2	17+815 – 17+963	19	35	22
U2	18+446 – 18+915	19	28	22

Il terreno spingente può essere di due tipologie: nel caso in cui vi è un muro di controripa il terreno spingente è un terreno di riporto, costituito da $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $c = 0 \text{ kPa}$, $\varphi = 30^\circ$; per i muri di sottoscarpa il terreno a tergo del muro è il rilevato ferroviario, caratterizzato da $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$, $c = 0 \text{ kPa}$, $\varphi = 38^\circ$.

Per l'inquadramento geologico si rimanda alla "Relazione geotecnica generale" (IA5F01D78RHGE0005001) e ai relativi profili geotecnici.

	Terreno spingente			Terreno di fondazione		
	Rilevato			U2		
	γ	c	φ	γ	c	φ
	KN/m^3	Kpa	(°)	KN/m^3	Kpa	(°)
S2	19	0	38	19	28	22
S4	19	0	38	19	28	22

5 VERIFICHE AI SENSI DELLA NORMATIVA NTC2018

Ai fini dell'adeguamento sismico dei muri di sostegno la seconda fase prevede:

- La sola verifica sismica secondo il capitolo 8 delle NTC2018 nel caso in cui le verifiche secondo DM88 sono soddisfatte.
- La verifica secondo il capitolo 8 delle NTC2018 nel caso in cui le verifiche secondo DM88 non sono soddisfatte.

In tal caso non essendo presenti vizi progettuali si prevede la sola verifica sismica.

5.1 VERIFICA AI SENSI DEL CAPITOLO 8 DELLE NTC2018

Secondo il par. 8.5.4.2 “Costruzioni di calcestruzzo armato o di acciaio” della Circolare 21-01-2019 i fattori di confidenza, sono determinati in funzione del livello di conoscenza acquisito secondo la seguente tabella.

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

A favore di sicurezza si assume un livello di conoscenza LC1 che si intende raggiunto quando sia stata effettuata l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato (con riferimento al § C8.5.1), la geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali (effettuando un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni); il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1,35$.

Per maggiore chiarezza si rimanda alla “Relazione tecnica descrittiva indagini opere civili minori esistenti” (IA5F01D78ROOC0000001).

5.1.1 Verifiche in condizioni sismiche

Per i muri le verifiche sismiche riguardano il ribaltamento, lo scorrimento sul piano di posa, il carico limite, la stabilità globale del complesso muro+terreno, nonché l'aspetto strutturale delle singole parti dell'opera, sia in elevazione che in fondazione.

In conformità con il paragrafo 7.11.6.2.1 delle NTC18, l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche è stata eseguita mediante i metodi pseudo – statici.

Se la struttura può spostarsi, l'analisi pseudo – statica si esegue mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il volume di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto.

Nell'analisi pseudo – statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

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

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T) di cui al paragrafo 3.2.3.2 delle NTC18.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$$\beta_m = 0.38 \text{ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)}$$

$$\beta_m = 0.47 \text{ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)}$$

Nel caso di muri liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di studi specifici, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (paragrafo 7.11.1 delle NTC18) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione 6.2.1 delle NTC18, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella Tabella 7.11.III delle NTC18.

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 1.2$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1.0$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1.2$

Tabella 7.11.III delle NTC18 – Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi (SLV) dei muri di sostegno.

In condizioni sismiche deve essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro – terreno con i criteri indicati al paragrafo 7.11.4 delle NTC18.

Utilizzando il metodo pseudo – statico, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente sono pari a:

$$F_h = k_h W$$

$$F_v = k_v W$$

con k_h e k_v definiti come segue (paragrafo 7.11.3.5.2 delle NTC18):

$$k_h = \beta_s \cdot a_{max} / g$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove $\beta_s = 0.38$ è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, relativo allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

La verifica di sicurezza deve essere effettuata con lo stesso approccio utilizzato in condizioni statiche ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con un coefficiente di progetto $\gamma_R = 1.2$.

Secondo il paragrafo 6.5.3.1.1 delle NTC18, ai fini della verifica a traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva antistante il muro.

Inoltre, la verifica allo scorrimento, nelle analisi svolte in termini di tensioni efficaci, viene effettuata trascurando ogni contributo della coesione (paragrafo C6.2.2 della Circolare 2 Febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP.).

La capacità portante viene valutata attraverso la formula di Brinch-Hansen, nel caso generale:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

dove:

γ = peso di volume del terreno di fondazione;

B = larghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $B = B_f - 2e$);

c' = coesione del terreno di fondazione;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

N_y, N_c, N_q = fattori di capacità portante;

s_y, s_c, s_q = fattori di forma della fondazione;

d_y, d_c, d_q = fattori di profondità del piano di posa della fondazione;

i_y, i_c, i_q = fattori di inclinazione del carico;

b_y, b_c, b_q = fattori di inclinazione della base della fondazione;

g_y, g_c, g_q = fattori di inclinazione del piano campagna.

5.1.2 Caratteristiche dei materiali ai sensi del capitolo 8 delle NTC 2018

Il progetto strutturale prevede l'uso dei materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate di seguito.

Per l'acciaio di armatura:

Barre ad aderenza migliorata, saldabile, tipo FeB38k dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 375 \text{ MPa}$

Resistenza di calcolo dell'acciaio per la verifica LC1 (FC=1.35):

Resistenza di calcolo a rottura per trazione e deformazione corrispondente:

$$f_{yd} = f_{yk}/FC \quad 278 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s \quad 0.158\%$$

Per il Calcestruzzo per fondazione e elevazione muro in opera

Classe di resistenza: C20/25

Resistenza di calcolo del calcestruzzo per la verifica LC1 (FC=1.35):

Per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo in sito, adoperate per le verifiche strutturali del muro, si rimanda alla relazione tecnico-descrittiva indagini opere civili minori esistenti: “IA5F01D78ROOC0000001”.

5.1.3 Combinazioni di calcolo

La combinazione di carico allo stato limite ultimo in condizioni sismiche (SLV) è dunque del tipo:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

in cui il coefficiente di combinazione è stato assunto pari a 0.2.

5.2 ANALISI DEI CARICHI

Per i muri di sostegno di sottoscarpa vanno considerate anche le azioni permanenti che gravano su di essi.

Le azioni sulle opere di sostegno vengono valutate come descritto nelle NTC 2018 e nella Circolare esplicativa, sia per quanto riguarda la fase statica che quella sismica.

5.2.1 Azioni statiche

Per il muro si considera un carico permanente “pballast”, dovuto ad uno strato di pietrisco ($\gamma_{ballast}=18.00$ kN/m³) dello spessore di 60 cm e ad uno strato di super compattato ($\gamma=25.00$ kN/m³) dello spessore di 30 cm posizionato sul terreno a tergo del muro, per cui si ha:

$$q = 18 \cdot 0.6 + 25 \cdot 0.3 = 18.3 \text{ kN/m}^2$$

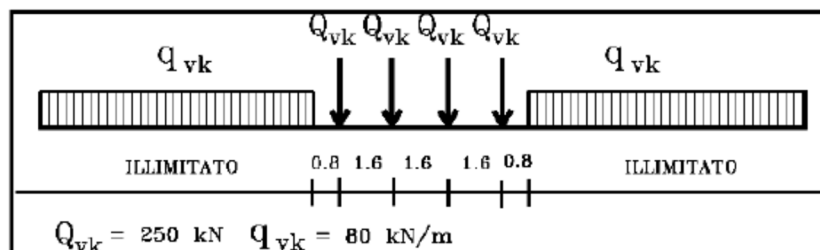
A questo vi si aggiunge il peso del rilevato, di altezza variabile a seconda della progressiva considerata.

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva con i carichi permanenti al variare dell'altezza del rilevato:

Progressiva	Altezza rilevato	q_{perm}	q_{terr}	$q_{perm,tot}$
9+083 – 9+308	0.3	18.3	5.7	24
9+308 – 9+624	1	18.3	19	37.3
9+664 – 9+767	2	18.3	38	56.3
9+664 – 9+681	3	18.3	57	75.3

5.2.2 Azioni variabili

Le azioni variabili da traffico ferroviario da portare in conto sono quelle dovute al treno di carico LM71, costituito da quattro assi da 250 kN disposti ad interasse 1.6 m e un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0.8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.



Non viene considerato l'incremento dinamico. Il sovraccarico ferroviario viene considerando distribuito all'interno del ballast con una pendenza 1 a 4, con un angolo di diffusione di 45° all'interno del super compattato e con un angolo pari all'angolo d'attrito del terreno nel terreno stesso (spessore variabile), per cui:

- larghezza di diffusione:

$$L_d = 2.3 + 2 * \left(\frac{S_{ballast}}{4} + s_{s.comp} + s_{terreno} * \tan\varphi \right)$$

Dal confronto dei due carichi agente si è riscontrato che il carico di 250 kN genera la condizione più gravosa, per cui:

- carico agente:

$$q_{ferroviario} = \frac{250 * 4}{L_d * (0.8 + 4.8 + 0.8)}$$

I risultati sono riportati di seguito all'interno dei fogli di calcolo per ciascun muro di sottoscarpa, in quanto lo spessore del rilevato sovrastante varia lungo il tracciato.

Di seguito si riportano i valori dei carichi variabili ottenuti al variare dell'altezza del rilevato a tergo del muro:

Progressiva	Altezza rilevato	L_d	$q_{ferroviario}$
9+083 – 9+308	0.3	3.668	42.598
9+308 – 9+624	1	4.76	32.825
9+664 – 9+767	2	6.32	24.723
9+664 – 9+681	3	7.88	19.828

Per i muri di sottoscarpa in corrispondenza delle sezioni 44 e 45 si ha una lunghezza di diffusione di 8.66 e quindi un carico variabile di 18.04 kN/m².

6 ANALISI E VERIFICA MURO S2 – (KM 8+841- KM 18+851)

Per l'analisi sismica, si considera che l'opera abbia una Vita Nominale V_N di 50 anni, ricada in classe d'uso II (coefficiente d'uso $C_U=1.00$) e, quindi una Vita di Riferimento $V_R=V_N \cdot C_U$ di 50 anni.

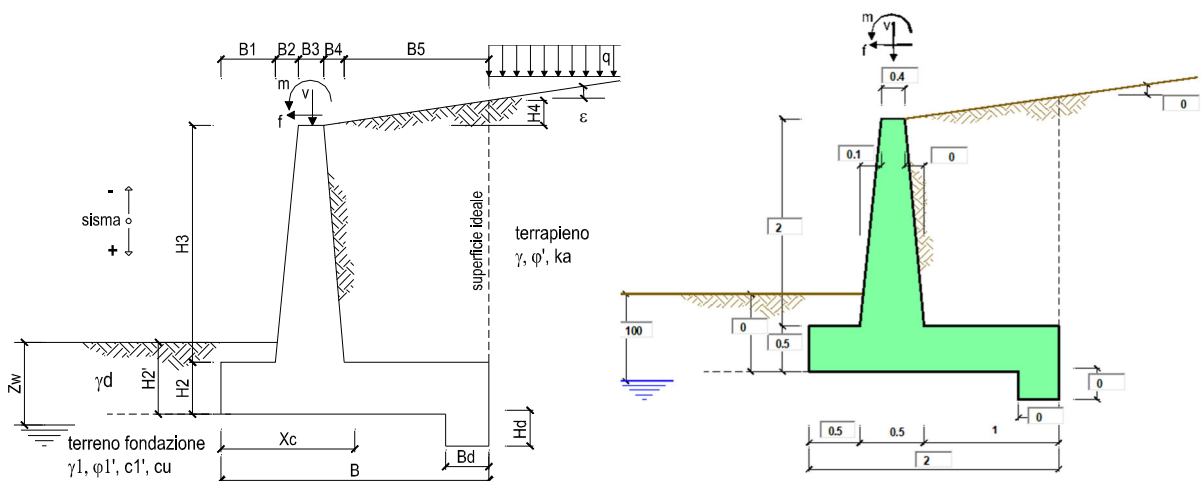
Con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), i parametri sismici sono di seguito riportati.

Categoria sismica	a_g	S_S	a_{max}/g
[-]	[-]	[-]	[-]
C	0.146	1.48	0.216

Tabella 3 – Parametri sismici dal Km 18+841 - Km 18+915.

6.1 INPUT

Le caratteristiche geometriche sono riportate sinteticamente nel seguente schema:



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.10	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	2.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.00	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.00	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	38.00	38.00	38.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	25.33	25.33	25.33
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	28.00	28.00	28.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	22.00	22.00	22.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.00	19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.00	19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	3.40		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	60000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.146	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.48	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.0821104	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0411	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.217	0.217	0.217	0.217	0.217
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.261	0.261	0.261	0.261	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.266	0.266	0.266	0.266	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.198	2.198	2.198	2.198	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.076	2.076	2.076	2.076	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.066	2.066	2.066	2.066	

Per la verifica a ribaltamento i dati sismici sono i seguenti:

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.146	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.48	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.57	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.1231656	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0616	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.399	0.399	0.399	0.399	0.399
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.580	0.580	0.580	0.580	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.616	0.616	0.616	0.616	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.198	2.198	2.198	2.198	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.015	2.015	2.015	2.015	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	1.990	1.990	1.990	1.990	

Carichi Agenti		valori caratteristici		valori di progetto		
		SLE - sisma		STR/GEO	EQU	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	75.30	75.30	75.30
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	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	19.80	19.80	19.80
	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
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione condizione frequente $\Psi1$		1.00	condizione quasi permanente $\Psi2$	0.00	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	3.96		
	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		

6.2 AZIONI

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3^2 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	2.50	2.50
Pm2 =	$(B3 \cdot H3^2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	20.00	20.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3^2 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2^2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	25.00	25.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd^2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	47.50	47.50
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3^2 \cdot \gamma')$	(kN/m)	40.00	40.00
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4^2 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3^2 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	40.00	40.00
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	19.8	19.8
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	3.96	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	1.42	1.42
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	16.00	16.00
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	25.00	25.00
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	42.42	42.42
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	60.00	60.00
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	60.00	60.00
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	29.7	29.7
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	5.94	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	3.90
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	1.95

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

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	3.28
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	1.64

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

MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0.24
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	2.46
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	0.51
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	3.22

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

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.06
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.66
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	1.03
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	1.74

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

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	4.93
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	4.93

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

MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	2.46
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	2.46

6.4 VERIFICHE GEOTECNICHE

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	13.55	13.55	13.55
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	3.46	3.46	3.46
Ssq1 perm =	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	49.22	49.22	49.22
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	2.59	2.59	2.59

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	12.25	12.25	12.25
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	3.13	3.13	3.13
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	44.49	44.49	44.49
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	2.34	2.34	2.34

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	5.80	5.80	5.80
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.48	1.48	1.48
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	21.06	21.06	21.06
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.11	1.11	1.11

- 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)	10.21	10.21	10.21
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	2.61	2.61	2.61
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	11.60	11.60	11.60
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	2.96	2.96	2.96
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	58.53	58.53	58.53
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	44.33	44.33	44.33
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	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

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU	
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	13.55	13.55	13.55
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	2.37	2.37	2.37
Ssq1 perm =	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	50.01	50.01	50.01
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	2.63	2.63	2.63

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	12.25	12.25	12.25
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	2.14	2.14	2.14
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	45.20	45.20	45.20
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	2.38	2.38	2.38

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	5.80	5.80	5.80
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.02	1.02	1.02
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	21.40	21.40	21.40
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.13	1.13	1.13

- 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)	10.21	10.21	10.21
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	1.79	1.79	1.79
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	11.60	11.60	11.60
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	2.03	2.03	2.03
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	59.47	59.47	59.47
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	45.05	45.05	45.05
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	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	

6.4.1 Verifica allo scorrimento

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 113.24 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 69.15 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi' \quad 0.40 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{0.66} \quad < \quad \mathbf{1}$$

(Caso più gravoso in corrispondenza della condizione sismica -)

La verifica a scorrimento non risulta soddisfatta, pertanto l'opera necessita di un intervento di miglioramento sismico, come descritto nell'apposita relazione.

6.4.2 Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 102.42 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 32.81 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{3.12} \quad > \quad \mathbf{1}$$

(Caso più gravoso in corrispondenza della condizione sismica -)

6.4.3 Verifica al carico limite della fondazione

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	113.24	117.20	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	69.15		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\sum M$	77.28	83.22	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	35.97	33.99	(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.	28.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	22.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^* H^2$	sovraccarico stabilizzante	0.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.32	0.29	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.36	1.42	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(2 \cdot \text{tg} \phi')}$	(1 in cond. nd)	7.82		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	16.88		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	7.13		(-)

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

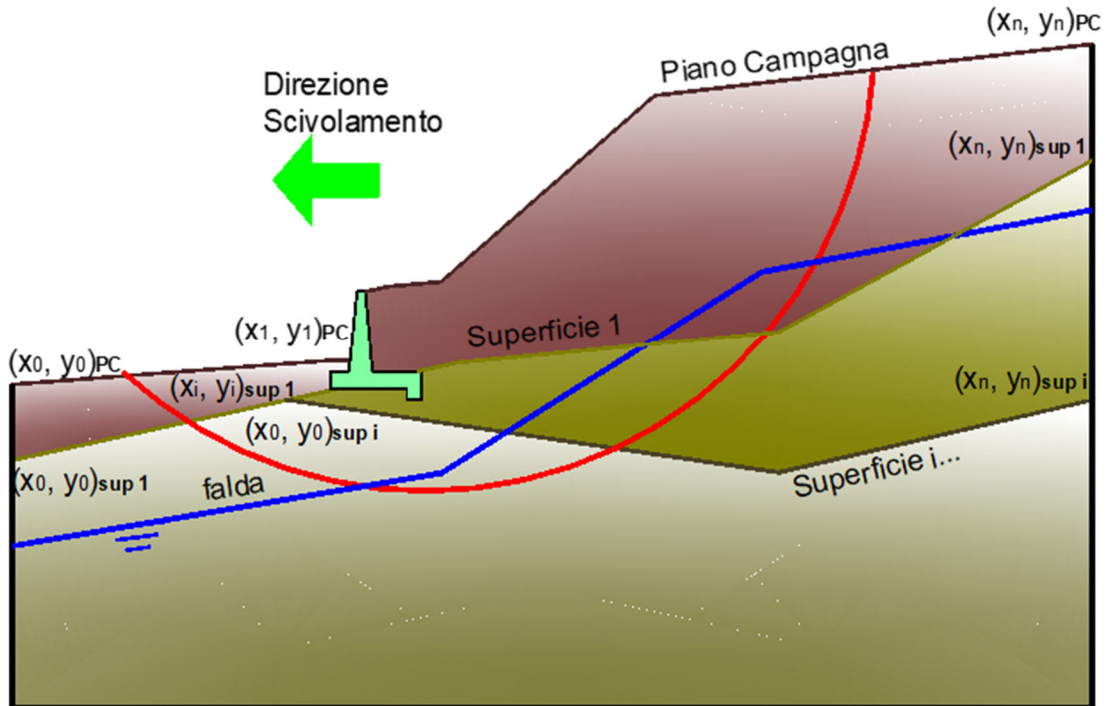
$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.45	0.46	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.36	0.38	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.30	0.31	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	199.48	210.14	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	2.40	>	1.2
		Nmax	2.55	>	

(Caso più gravoso in corrispondenza della condizione sismica -)

6.4.4 Verifica di stabilità globale


	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	20	38	0	Rilevato Ferroviario
materiale 2	19	22	28	Unità U2
materiale 3				
materiale 4				

azioni sismiche a_g/g 0.146 (-) S_s 1.48 k_h 0.0821 (-)
 β_s 0.38 S_T 1 k_v 0.0411 (-)

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
0	100.000	101.000	0	101.000	102.500	0	50.000	100.000	0	50.000	80.000
1	50.000	101.000	1	150.000	102.500	1	102.000	100.000	1	150.000	80.000
2			2			2	107.000	102.500	2		
3			3			3	150.000	102.500	3		



LINEA FERRANDINA-MATERA LA MARTELLA
PROGETTO DEFINITIVO
COLLEGAMENTO DI MATERA CON LA RETE FERROVIARIA NAZIONALE

RELAZIONE DI CALCOLO MURO
ESISTENTE AI SENSI DELLE NTC 2018

COMMESSA
IA5F

LOTTO
01

CODIFICA
D 78

DOCUMENTO
CL MU7300 002

REV.
A

FOGLIO
30 di 46

#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop
1100	STATICO 6.550
	SISMICO 3.517

CALCOLO

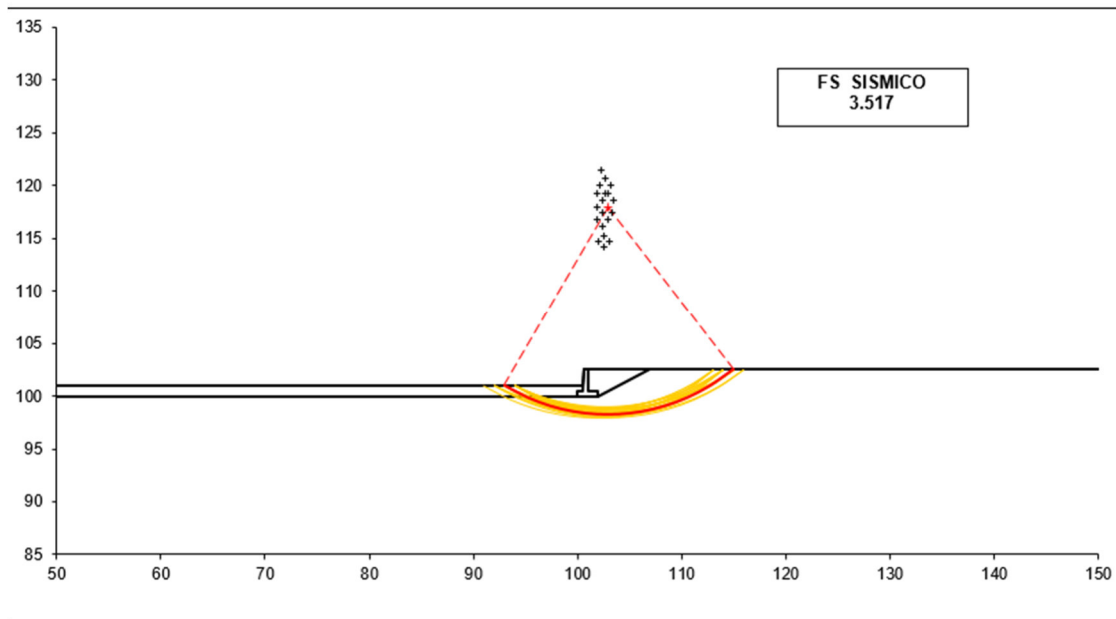
Condizione di Carico

SISMICA

superfici da disegnare

20

DISEGNO



FS>1.2 VERIFICA SODDISFATTA

6.5 VERIFICHE STRUTTURALI

6.5.1 Calcolo sollecitazioni soletta di fondazione

Reazione del terreno

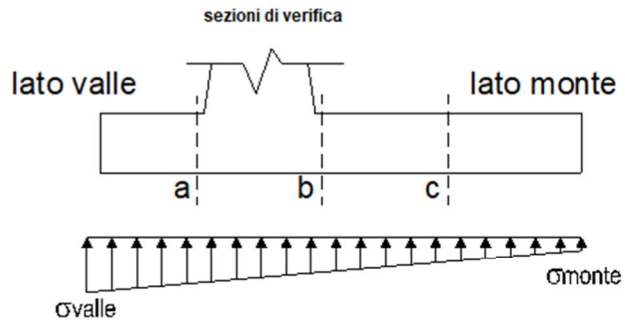
$$\sigma_{valle} = N/A + M/W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.00 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2/6 = 0.67 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	115.35	25.67	96.18	19.17
	135.15	15.77	91.23	43.92
sisma+	120.54	34.51	112.04	8.50
	124.50	32.53	111.05	13.45
sisma-	113.24	35.97	110.57	2.67
	117.20	33.99	109.58	7.62



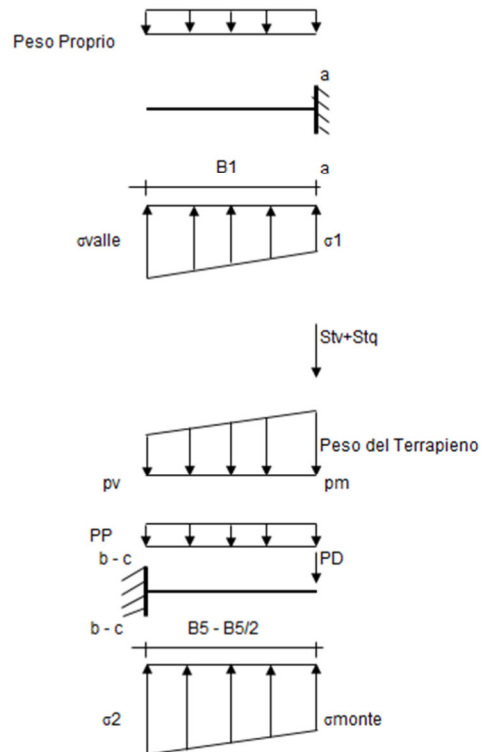
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (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	96.18	76.93	9.66	37.03
	91.23	79.40	9.35	36.41
sisma+	112.04	86.15	11.30	49.51
	111.05	86.65	11.30	49.02
sisma-	110.57	83.60	11.20	48.78
	109.58	84.09	11.07	48.28



Mensola Lato Monte

PP = 12.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	40.00	59.80	43.96	(kN/m ²)
pvb	40.00	59.80	43.96	(kN/m ²)
pvc	40.00	59.80	43.96	(kN/m ²)

$$Mb = (\sigma_{monte} - (pvb + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2/2 + (\sigma_2b - \sigma_{monte}) \cdot B^2/6 - (pm - pvb) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2/3 - (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H/2) + Msp + Sp \cdot H/2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (pvc + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B/2)^2/2 + (\sigma_2c - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2/6 - (pm - pvc) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2)^2/3 - (Stv + Sqv) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H/2) + Msp + Sp \cdot H/2$$

$$Vb = (\sigma_{monte} - (pvb + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B + (\sigma_2b - \sigma_{monte}) \cdot B/2 - (pm - pvb) \cdot (1 \pm kv) \cdot B/2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$Vc = (\sigma_{monte} - (pvc + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B/2) + (\sigma_2c - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)/2 - (pm - pvc) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2)/2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

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	19.17	57.68	-38.10	-41.93	38.42	-17.29	-39.70
	43.92	67.58	-38.10	-44.40	55.75	-16.98	-39.08
sisma+	8.50	60.27	-43.89	-49.72	34.39	-19.41	-46.05
	13.45	62.25	-43.98	-50.37	37.85	-19.37	-46.01
sisma-	2.67	56.62	-44.18	-50.03	29.65	-19.50	-46.43
	7.62	58.60	-44.10	-50.37	33.11	-19.42	-46.22

6.5.2 Calcolo sollecitazioni paramento verticale
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

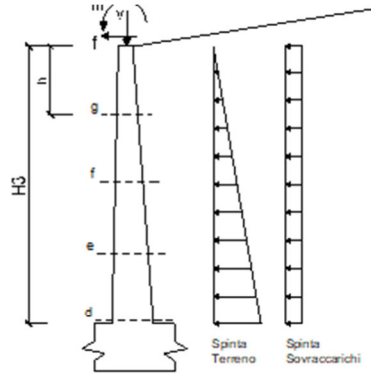
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{grizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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


condizione statica

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	2.00	5.23	37.27	0.00	42.49	0.00	22.50	22.50
e-e	1.50	2.20	20.96	0.00	23.17	0.00	16.41	16.41
f-f	1.00	0.65	9.32	0.00	9.97	0.00	10.63	10.63
g-g	0.50	0.08	2.33	0.00	2.41	0.00	5.16	5.16

sezione	h [m]	Vt [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	2.00	7.84	37.27	0.00	45.11
e-e	1.50	4.41	27.95	0.00	32.36
f-f	1.00	1.96	18.63	0.00	20.59
g-g	0.50	0.49	9.32	0.00	9.81

condizione sismica +

sezione	h [m]	M _{t stat} [kNm/m]	M _{t sism} [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	2.00	5.23	1.48	37.46	0.00	1.78	45.94	0.00	23.42	23.42
e-e	1.50	2.20	0.62	21.07	0.00	0.98	24.88	0.00	17.08	17.08
f-f	1.00	0.65	0.18	9.36	0.00	0.43	10.63	0.00	11.06	11.06
g-g	0.50	0.08	0.02	2.34	0.00	0.10	2.55	0.00	5.37	5.37

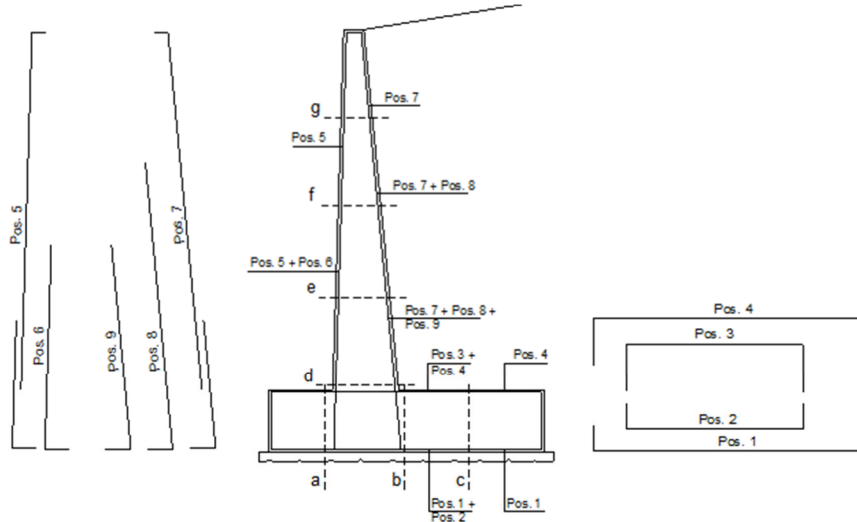
sezione	h [m]	V _{t stat} [kN/m]	V _{t sism} [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{inerzia} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	2.00	7.84	2.22	37.46	0.00	1.85	49.36
e-e	1.50	4.41	1.25	28.09	0.00	1.35	35.10
f-f	1.00	1.96	0.55	18.73	0.00	0.87	22.12
g-g	0.50	0.49	0.14	9.36	0.00	0.42	10.42

condizione sismica -

sezione	h [m]	M _{t stat} [kNm/m]	M _{t sism} [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	2.00	5.23	1.01	38.06	0.00	1.78	46.08	0.00	21.58	21.58
e-e	1.50	2.20	0.43	21.41	0.00	0.98	25.02	0.00	15.73	15.73
f-f	1.00	0.65	0.13	9.52	0.00	0.43	10.72	0.00	10.19	10.19
g-g	0.50	0.08	0.02	2.38	0.00	0.10	2.58	0.00	4.94	4.94

sezione	h [m]	V _{t stat} [kN/m]	V _{t sism} [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{inerzia} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	2.00	7.84	1.52	38.06	0.00	1.85	49.27
e-e	1.50	4.41	0.85	28.55	0.00	1.35	35.16
f-f	1.00	1.96	0.38	19.03	0.00	0.87	22.24
g-g	0.50	0.49	0.09	9.52	0.00	0.42	10.52

6.5.3 Schema delle armature



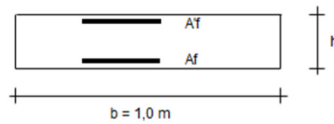
ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	14	┌	5	5.0	10	┌
2	0.0	0		6	0.0	0	
3	0.0	0		7	5.0	24	
4	5.0	14		8	0.0	0	
				9	0.0	0	┌

Calcola

6.5.4 Verifica

IE



- 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	11.30	0.00	0.50	7.70	7.70	97.28
b - b	-44.18	0.00	0.50	7.70	7.70	97.28
c - c	-19.50	0.00	0.50	7.70	7.70	97.28
d - d	46.08	21.58	0.50	22.62	3.93	263.61
e - e	25.02	15.73	0.48	22.62	3.93	246.58
f - f	10.72	10.19	0.45	22.62	3.93	229.75
g - g	2.58	4.94	0.43	22.62	3.93	213.09

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	σ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Resd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	49.51	0.50	149.90	10	25	25	21.8	347.93	Armatura a taglio non necessaria
b - b	50.37	0.50	149.90	10	25	25	21.8	347.93	Armatura a taglio non necessaria
c - c	46.43	0.50	149.90	10	25	25	21.8	347.93	Armatura a taglio non necessaria
d - d	49.36	0.50	217.12	10	25	25	21.8	347.93	Armatura a taglio non necessaria
e - e	35.16	0.48	210.63	10	25	25	21.8	328.30	Armatura a taglio non necessaria
f - f	22.24	0.45	204.05	10	25	25	21.8	308.66	Armatura a taglio non necessaria
g - g	10.52	0.43	197.37	10	25	25	21.8	289.03	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICATO



LINEA FERRANDINA-MATERA LA MARTELLA
PROGETTO DEFINITIVO
COLLEGAMENTO DI MATERA CON LA RETE FERROVIARIA NAZIONALE

RELAZIONE DI CALCOLO MURO
 ESISTENTE AI SENSI DELLE NTC 2018

COMMESSA
 IA5F

LOTTO
 01

CODIFICA
 D 78

DOCUMENTO
 CL MU7300 002

REV.
 A

FOGLIO
 35 di 46

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	38.00	38.00	38.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	25.33	25.33	25.33
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	28.00	28.00	28.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	22.00	22.00	22.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.00	19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.00	19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	3.40		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	60000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_z/g	0.146	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.48	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.0821104	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0411	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		

		SLE	STR/GEO	EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.217	0.217	0.217
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.261	0.261	0.261
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.266	0.266	0.266
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.198	2.198	2.198
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.076	2.076	2.076
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.066	2.066	2.066

Per la verifica a ribaltamento i dati sismici sono i seguenti:

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_z/g	0.146	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.48	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.57	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.1231656	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0616	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		

		SLE	STR/GEO	EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.399	0.399	0.399
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.580	0.580	0.580
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.616	0.616	0.616
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.198	2.198	2.198
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.015	2.015	2.015
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	1.990	1.990	1.990

Carichi Agenti		valori caratteristici		valori di progetto	
		SLE - sisma	STR/GEO	STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	75.30	75.30
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no				
	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/m ²)	q	19.80	19.80
	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 $\Psi1$		1.00	condizione quasi permanente $\Psi2$	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	3.96	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00	
Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00		

7.2 AZIONI

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

			SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	10.00	10.00	10.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	40.00	40.00	40.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	42.00	42.00	42.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	92.00	92.00	92.00

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	120.00	120.00	120.00
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	120.00	120.00	120.00

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	29.7	29.7	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	5.94		

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

- Muro (Mm)

			SLE	STR/GEO	EQU
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	8.33	8.33	8.33
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	44.00	44.00	44.00
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	58.80	58.80	58.80
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	111.13	111.13	111.13

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

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	246.00	246.00	246.00
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	246.00	246.00	246.00

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	60.885	60.885	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	12.177		

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	Pm^*kh	(kN/m)	7.55
Ps v =	Pm^*kv	(kN/m)	3.78

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

Ptsh =	Pt^*kh	(kN/m)	9.85
Ptsv =	Pt^*kv	(kN/m)	4.93

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

MPs1 h=	$kh^*Pm1^*(H2+H3/3)$	(kNm/m)	1.59
MPs2 h=	$kh^*Pm2^*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	8.54
MPs3 h=	$kh^*Pm3^*(H2+H3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 h=	$kh^*Pm4^*(H2/2)$	(kNm/m)	1.03
MPs5 h=	$-kh^*Pm5^*(Hd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	11.16

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

MPs1 v=	$kv^*Pm1^*(B1+2/3*B2)$	(kNm/m)	0.34
MPs2 v=	$kv^*Pm2^*(B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)	1.81
MPs3 v=	$kv^*Pm3^*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 v=	$kv^*Pm4^*(B/2)$	(kNm/m)	2.41
MPs5 v=	$kv^*Pm5^*(B-Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	4.56

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

MPts1 h=	$kh^*Pt1^*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	25.62
MPts2 h=	$kh^*Pt2^*(H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	$kh^*Pt3^*(H2+H3^2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	25.62

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

MPts1 v=	$kv^*Pt1^*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)^*0.5)$	(kNm/m)	10.10
MPts2 v=	$kv^*Pt2^*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)^*0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	$kv^*Pt3^*((H2+H3^2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)^*0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	10.10

7.4 VERIFICHE GEOTECNICHE

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
Sst1 stat =	$0,5 \gamma' (H2+H3+H4+Hd)^2 ka$	(kN/m)	45.87	45.87	45.87
Sst1 sism =	$0,5 \gamma' (1+kv) (H2+H3+H4+Hd)^2 kas^* - Sst1 stat$	(kN/m)	11.72	11.72	11.72
Ssq1 perm=	$qp^* (H2+H3+H4+Hd)^2 kas^*$	(kN/m)	87.19	87.19	87.19
Ssq1 acc =	$qs^* (H2+H3+H4+Hd)^2 kas^*$	(kN/m)	4.76	4.76	4.76

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 stat \cos \delta$	(kN/m)	41.46	41.46	41.46
Sst1h sism =	$Sst1 sism \cos \delta$	(kN/m)	10.59	10.59	10.59
Ssq1h perm=	$Ssq1 perm \cos \delta$	(kN/m)	78.81	78.81	78.81
Ssq1h acc=	$Ssq1 acc \cos \delta$	(kN/m)	4.30	4.30	4.30

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 stat \sin \delta$	(kN/m)	19.63	19.63	19.63
Sst1v sism =	$Sst1 sism \sin \delta$	(kN/m)	5.02	5.02	5.02
Ssq1v perm=	$Ssq1 perm \sin \delta$	(kN/m)	37.31	37.31	37.31
Ssq1v acc=	$Ssq1 acc \sin \delta$	(kN/m)	2.04	2.04	2.04

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	$Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	63.57	63.57	63.57
MSst1 sism=	$Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	16.25	16.25	16.25
MSst2 stat =	$Sst1v stat * B$	(kNm/m)	54.96	54.96	54.96
MSst2 sism =	$Sst1v sism * B$	(kNm/m)	14.04	14.04	14.04
MSSq1 =	$Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	191.16	191.16	191.16
MSSq2 =	$Ssq1v * B$	(kNm/m)	110.17	110.17	110.17
MSp =	$\gamma_1^* Hd^3 kps^* / 3 + (2^* c_1^* kps^{*0.5} + \gamma_1^* kps^* H2^*) Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU	
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	45.87	45.87	45.87
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as} - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	8.03	8.03	8.03
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	88.60	88.60	88.60
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	4.84	4.84	4.84

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	41.46	41.46	41.46
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	7.26	7.26	7.26
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	80.08	80.08	80.08
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	4.37	4.37	4.37

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	19.63	19.63	19.63
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	3.44	3.44	3.44
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	37.91	37.91	37.91
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.07	2.07	2.07

- 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)	63.57	63.57	63.57
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	11.13	11.13	11.13
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	54.96	54.96	54.96
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	9.62	9.62	9.62
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	194.24	194.24	194.24
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	111.94	111.94	111.94
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	

7.4.1 Verifica allo scorrimento

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 266.34 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 150.58 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\varphi_1' \quad 0.40 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{0.71} < \mathbf{1}$$

(Caso più gravoso in corrispondenza della condizione sismica -)

La verifica a scorrimento non risulta soddisfatta, pertanto l'opera necessita di un intervento di miglioramento sismico, come descritto nell'apposita relazione.

7.4.2 Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 357.13 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 183.21 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{1.95} > \mathbf{1}$$

(Caso più gravoso in corrispondenza della condizione sismica -)

7.4.3 Verifica al carico limite della fondazione

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	266.34	272.28	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	150.58		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\sum M$	213.27	225.45	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	159.60	155.74	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	28.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	22.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^2 H^2$	sovraccarico stabilizzante	19.00		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.60	0.57	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	1.60	1.66	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\tan \phi' \cdot \phi')}$	(1 in cond. nd)	7.82		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	16.88		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	7.13		(-)

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

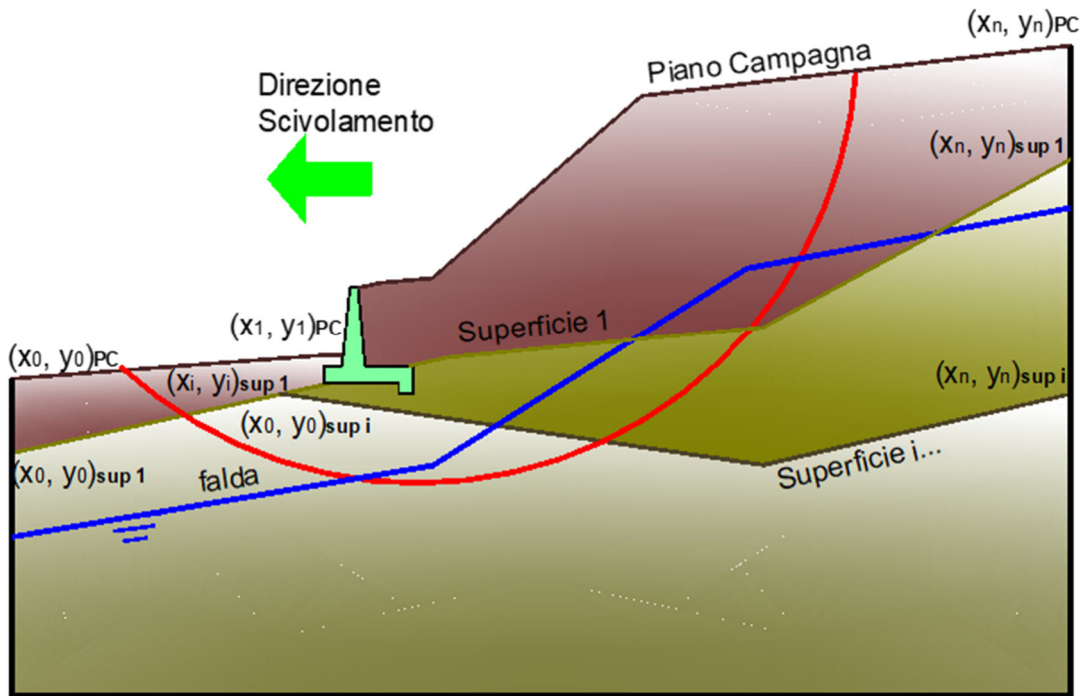
$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.36	0.37	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.27	0.28	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi'))^{m+1}$		0.22	0.22	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	203.63	213.30	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim} * B* / N	Nmin	1.22	>	1.2
		Nmax	1.30	>	

(Caso più gravoso in corrispondenza della condizione sismica +)

7.4.4 Verifica di stabilità globale


	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	20	38	0	Rilevato Ferroviario
materiale 2	19	22	28	Unità 2
materiale 3				
materiale 4				

azioni sismiche a_g/g 0.146 (-) S_s 1.48 k_h 0.0821 (-)
 β_s 0.38 S_T 1 k_v 0.0411 (-)

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

p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda	
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	100.000	0	101.300	0	50.000	0		0		0	50.000
1	50.000	1	150.000	1	102.800	1		1		1	150.000
2		2		2	110.000	2		2		2	
3		3		3	150.000	3		3		3	



LINEA FERRANDINA-MATERA LA MARTELLA
PROGETTO DEFINITIVO
COLLEGAMENTO DI MATERA CON LA RETE FERROVIARIA NAZIONALE

RELAZIONE DI CALCOLO MURO
ESISTENTE AI SENSI DELLE NTC 2018

COMMESSA
IA5F

LOTTO
01

CODIFICA
D 78

DOCUMENTO
CL MU7300 002

REV.
A

FOGLIO
43 di 46

#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	STATICO	SISMICO
1001	3.340	1.933

CALCOLO

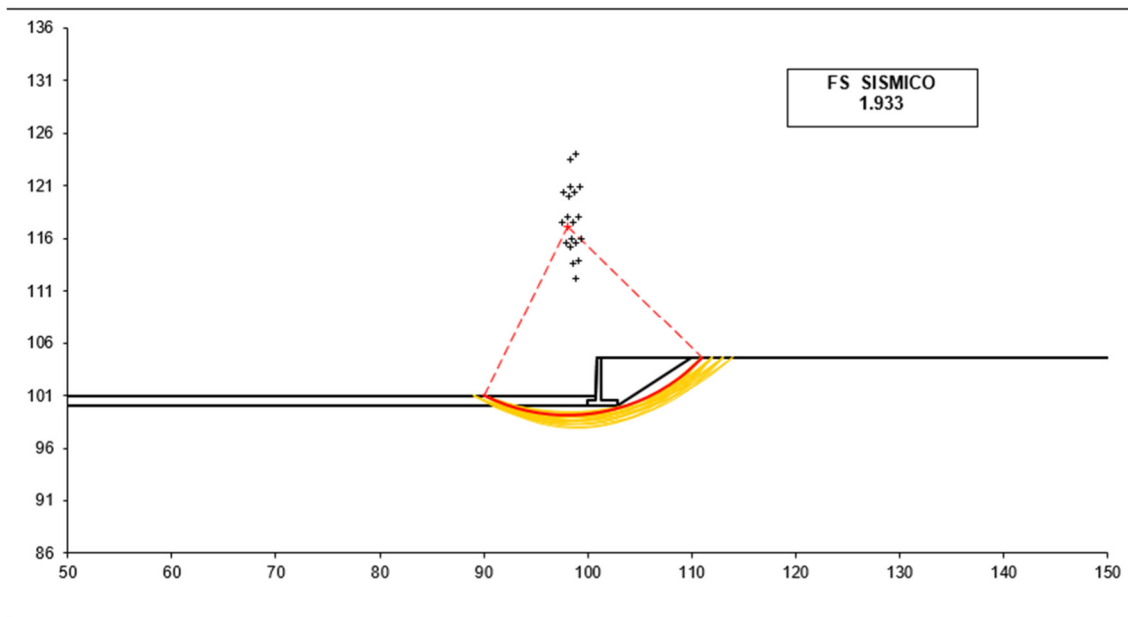
Condizione di Carico

SISMICA

superfici da disegnare

20

DISEGNO



FS>1.2 VERIFICA SODDISFATTA

7.5 VERIFICHE STRUTTURALI

7.5.1 Calcolo sollecitazioni soletta di fondazione

Reazione del terreno

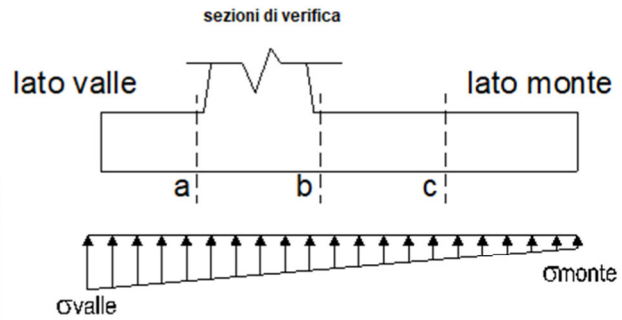
$$\sigma_{valle} = N/A + M/W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.80 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2/6 = 1.31 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	272.21	116.10	186.07	8.37
	301.91	96.79	181.90	33.75
sisma+	286.14	160.35	227.20	0.00
	292.08	156.49	225.31	0.00
sisma-	267.81	164.67	227.40	0.00
	273.75	160.81	224.59	0.00



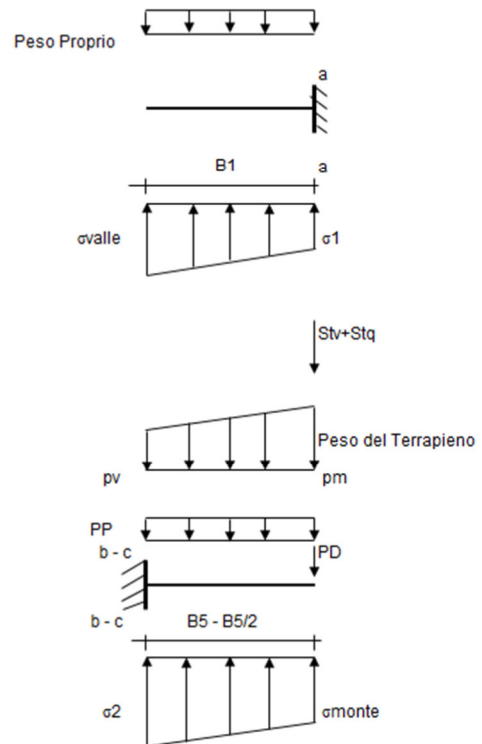
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 15.00 (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	186.07	141.64	38.28	104.20
	181.90	144.86	37.87	103.87
sisma+	227.20	164.06	46.68	135.48
	225.31	164.48	46.56	134.62
sisma-	227.40	159.82	46.67	134.73
	224.59	160.10	46.08	133.39



Mensola Lato Monte

PP = 15.00 (kN/m) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	80.00	99.80	83.96	(kN/m ²)
pvb	80.00	99.80	83.96	(kN/m ²)
pvc	80.00	99.80	83.96	(kN/m ²)

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

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

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

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

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	8.37	103.56	-152.08	-118.76	55.96	-65.06	-107.33
	33.75	113.12	-151.73	-122.26	73.43	-64.23	-106.12
sisma+	0.00	109.94	-182.19	-146.78	42.29	-75.34	-129.69
	0.00	112.34	-182.76	-147.36	47.16	-75.73	-129.90
sisma-	0.00	101.89	-180.34	-147.39	29.48	-73.55	-128.33
	0.00	104.82	-180.91	-147.23	35.72	-74.18	-128.76

7.5.2 Calcolo sollecitazioni paramento verticale
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

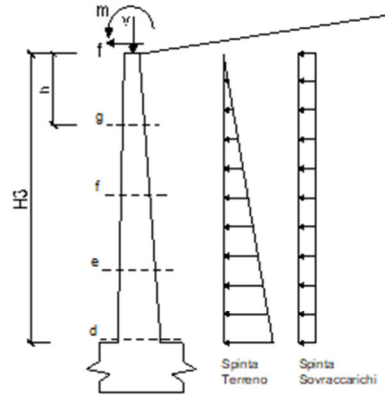
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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


condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	41.80	149.07	0.00	190.87	0.00	50.00	50.00
e-e	3.00	17.63	83.85	0.00	101.49	0.00	35.63	35.63
f-f	2.00	5.23	37.27	0.00	42.49	0.00	22.50	22.50
g-g	1.00	0.65	9.32	0.00	9.97	0.00	10.63	10.63

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	31.35	74.54	0.00	105.89
e-e	3.00	17.63	55.90	0.00	73.54
f-f	2.00	7.84	37.27	0.00	45.11
g-g	1.00	1.96	18.63	0.00	20.59

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t alam}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	41.80	11.82	149.84	0.00	7.66	211.12	0.00	52.05	52.05
e-e	3.00	17.63	4.99	84.28	0.00	4.16	111.06	0.00	37.09	37.09
f-f	2.00	5.23	1.48	37.46	0.00	1.78	45.94	0.00	23.42	23.42
g-g	1.00	0.65	0.18	9.36	0.00	0.43	10.63	0.00	11.06	11.06

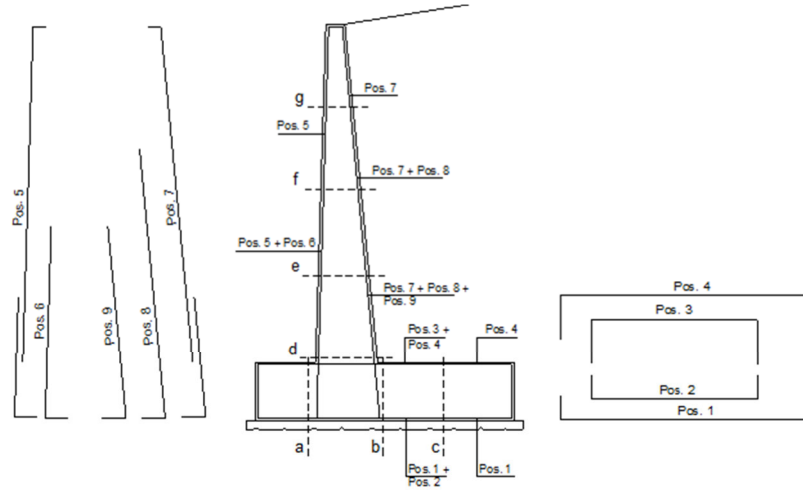
sezione	h	V _{t stat}	V _{t alam}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	31.35	8.86	74.92	0.00	4.11	119.24
e-e	3.00	17.63	4.99	56.19	0.00	2.93	81.74
f-f	2.00	7.84	2.22	37.46	0.00	1.85	49.36
g-g	1.00	1.96	0.55	18.73	0.00	0.87	22.12

condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t alam}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	41.80	8.10	152.25	0.00	7.66	209.81	0.00	47.95	47.95
e-e	3.00	17.63	3.42	85.64	0.00	4.16	110.85	0.00	34.16	34.16
f-f	2.00	5.23	1.01	38.06	0.00	1.78	46.08	0.00	21.58	21.58
g-g	1.00	0.65	0.13	9.52	0.00	0.43	10.72	0.00	10.19	10.19

sezione	h	V _{t stat}	V _{t alam}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	31.35	6.07	76.12	0.00	4.11	117.66
e-e	3.00	17.63	3.42	57.09	0.00	2.93	81.07
f-f	2.00	7.84	1.52	38.06	0.00	1.85	49.27
g-g	1.00	1.96	0.38	19.03	0.00	0.87	22.24

7.5.3 Schema delle armature

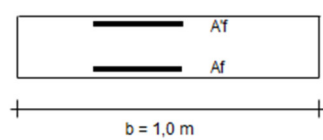


ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	5.0	20	┌	5	5.0	14	┌
2	0.0	0		6	0.0	0	
3	0.0	0		7	5.0	20	
4	5.0	20		8	0.0	0	
				9	0.0	0	┌

Calcola

7.5.4 Verifica



- 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	46.68	0.00	0.60	15.71	15.71	228.32
b - b	-182.76	0.00	0.60	15.71	15.71	228.32
c - c	-75.73	0.00	0.60	15.71	15.71	228.32
d - d	211.12	52.05	0.60	15.71	7.70	241.12
e - e	111.06	37.09	0.55	15.71	7.70	214.67
f - f	46.08	21.58	0.50	15.71	7.70	188.86
g - g	10.72	10.19	0.45	15.71	7.70	164.53

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{RD}	ϕ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rd2}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	135.48	0.60	208.85	12	25	25	21.8	614.12	Armatura a taglio non necessaria
b - b	147.39	0.60	208.85	12	25	25	21.8	614.12	Armatura a taglio non necessaria
c - c	129.90	0.60	208.85	12	25	25	21.8	614.12	Armatura a taglio non necessaria
d - d	119.24	0.60	215.92	12	25	25	21.8	614.12	Armatura a taglio non necessaria
e - e	81.74	0.55	204.47	12	25	25	21.8	557.57	Armatura a taglio non necessaria
f - f	49.36	0.50	192.60	12	25	25	21.8	501.02	Armatura a taglio non necessaria
g - g	22.24	0.45	180.85	12	25	25	21.8	444.47	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICATO