

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 MU58 - Muro di sottoscampa DX su RI05 - Relazione di calcolo muro esistente ai sensi delle DM88

SCALA:

-

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

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

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE DEFINITIVA	E. Sellari	Luglio 2019	C. Toraldo	Luglio 2019	F. GERNONE	Luglio 2019	D. TIBERTI Luglio 2019

ITALFERR S.p.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato
Direzione Generale
UO Infrastrutture Sud
Prof. Ing. Dante Tiberti
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10176

File: IA5F01D78CLMU5800001A

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	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	12
4.1	ACCIAIO PER ARMATURA STRUTTURE IN C.A.	12
4.2	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONE E ELEVAZIONE MURO IN OPERA.....	12
5	INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO.....	12
6	VERIFICHE AI SENSI DELLA NORMATIVA VIGENTE ALL'EPOCA DELLA PROGETTAZIONE	13
6.1	SPINTA STATICA.....	13
6.2	SPINTA IN PRESENZA DI SISMA	14
7	ANALISI E VERIFICA MURO S4 – (KM 10+251- KM 10+267) – H_RIL 2METRI	15
7.1	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	20
7.1.1	<i>Verifica allo scorrimento.....</i>	<i>21</i>
7.1.2	<i>Verifica al ribaltamento</i>	<i>21</i>
7.1.3	<i>Verifica al carico limite della fondazione</i>	<i>22</i>
7.2	VERIFICHE STRUTTURALI – TENSIONI AMMISSIBILI	23
7.2.1	<i>Calcolo sollecitazioni soletta di fondazione.....</i>	<i>23</i>
7.2.2	<i>Calcolo sollecitazioni paramento verticale.....</i>	<i>24</i>
7.2.3	<i>Schema delle armature.....</i>	<i>25</i>
7.2.4	<i>Verifica.....</i>	<i>25</i>
8	ANALISI E VERIFICA MURO S4 – (KM 10+326- KM 10+351) – H_RIL 3.5METRI.....	26
8.2	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	30
8.2.1	<i>Verifica allo scorrimento.....</i>	<i>31</i>
8.2.2	<i>Verifica al ribaltamento</i>	<i>31</i>
8.2.3	<i>Verifica al carico limite della fondazione</i>	<i>32</i>
8.3	VERIFICHE STRUTTURALI – TENSIONI AMMISSIBILI	33
8.3.1	<i>Calcolo sollecitazioni soletta di fondazione.....</i>	<i>33</i>
8.3.2	<i>Calcolo sollecitazioni paramento verticale.....</i>	<i>34</i>



8.3.3	Schema delle armature.....	35
8.3.4	Verifica.....	35
9	ANALISI E VERIFICA MURO S6 – (KM 10+267-KM 10+326).....	36
9.1	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	41
9.1.1	Verifica allo scorrimento.....	42
9.1.2	Verifica al ribaltamento.....	42
9.1.3	Verifica al carico limite della fondazione.....	43
9.2	VERIFICHE STRUTTURALI – TENSIONI AMMISSIBILI.....	44
9.2.1	Calcolo sollecitazioni soletta di fondazione.....	44
9.2.2	Calcolo sollecitazioni paramento verticale.....	45
9.2.3	Schema delle armature.....	46
9.2.4	Verifica.....	46
10	ANALISI E VERIFICA MURO S2 – (KM 10+351-KM 10+361).....	47
10.2	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	52
10.2.1	Verifica allo scorrimento.....	53
10.2.2	Verifica al ribaltamento.....	53
10.2.3	Verifica al carico limite della fondazione.....	54
10.3	VERIFICHE STRUTTURALI – TENSIONI AMMISSIBILI.....	55
10.3.1	Calcolo sollecitazioni soletta di fondazione.....	55
10.3.2	Calcolo sollecitazioni paramento verticale.....	56
10.3.3	Schema delle armature.....	57
10.3.4	Verifica.....	57
11	CONCLUSIONE.....	58



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 prima fase.



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

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO MURO
ESISTENTE AI SENSI DEL D.M. '88

COMMESSA
IA5F

LOTTO
01

CODIFICA
D 78

DOCUMENTO
CL MU5800 001

REV.
A

FOGLIO
5 di 58

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.
- [N.3]. Decreto Ministero Lavori Pubblici, 11 Marzo 1988 - Circolare Ministero Lavori Pubblici, 24 settembre 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. Istruzioni per l'applicazione».
- [N.4]. Legge nr. 1086 del 05/11/1971. Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- [N.5]. Legge nr. 1086 del 05/11/1971. Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- [N.6]. Legge nr. 64 del 02/02/1974. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- [N.7]. DM L.L.P.P. 9/01/1996. Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche
- [N.8]. Circolare Ministeriale LL.PP. 15/10/96 n.252. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996.
- [N.9]. DM LL.PP.16/01/96 «Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche»
- [N.10]. Circolare Ministeriale LL.PP. 10/04/97 n.65 «Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche» di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.

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]. IA5F01D78RGOC0000001A «Relazione tecnica descrittiva delle opere civili minori»



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

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO MURO
ESISTENTE AI SENSI DEL D.M. '88

COMMESSA
IA5F

LOTTO
01

CODIFICA
D 78

DOCUMENTO
CL MU5800 001

REV.
A

FOGLIO
6 di 58

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>WBS</i>	<i>Descrizione</i>	<i>pk iniziale</i>	<i>pk finale</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 SOTTOSCARPA A SX SU FV02	18+841.85	18+915.85
MU74	MURO DI SOTTOSCARPA 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



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

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO MURO
ESISTENTE AI SENSI DEL D.M. '88

COMMESSA
IA5F

LOTTO
01

CODIFICA
D 78

DOCUMENTO
CL MU5800 001

REV.
A

FOGLIO
8 di 58

WBS	muro	da	a	sviluppo	posizione
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
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
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



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

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO MURO
ESISTENTE AI SENSI DEL D.M. '88

COMMESSA
IASF

LOTTO
01

CODIFICA
D 78

DOCUMENTO
CL MU5800 001

REV.
A

FOGLIO
9 di 58

WBS	muro	da	a	sviluppo	posizione
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
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
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



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

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO MURO
ESISTENTE AI SENSI DEL D.M. '88

COMMESSA
IASF

LOTTO
01

CODIFICA
D 78

DOCUMENTO
CL MU5800 001

REV.
A

FOGLIO
10 di 58

WBS	muro	da	a	sviluppo	posizione
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
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
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



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

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO MURO
ESISTENTE AI SENSI DEL D.M. '88

COMMESSA
IA5F

LOTTO
01

CODIFICA
D 78

DOCUMENTO
CL MU5800 001

REV.
A

FOGLIO
11 di 58

WBS	muro	da	a	sviluppo	posizione
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
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
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 MU58 :

WBS	muro	da	a	sviluppo	posizione
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
MU58	S4	10251.5	10267.32	15.81	dx
MU58	S6	10267.3	10326.47	59.15	dx
MU58	S4	10326.5	10351.12	24.65	dx
MU58	S2	10351.1	10361	9.88	dx

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

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

4.1 ACCIAIO PER ARMATURA STRUTTURE IN C.A.

Barre ad aderenza migliorata in acciaio controllato, saldabile, tipo FeB38k.

4.2 CALCESTRUZZO PER FONDAZIONE E ELEVAZIONE MURO IN OPERA

Classe di resistenza: Rbk 250

5 INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO

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

	Terreno spingente			Terreno di fondazione		
	<i>Rilevato</i>			<i>U2</i>		
	γ	c	ϕ	γ	c	ϕ
	<i>KN/m³</i>	<i>Kpa</i>	(°)	<i>KN/m³</i>	<i>Kpa</i>	(°)
S2	19	0	38	19	31	22
S4	19	0	38	19	31	22
S6	19	0	38	19	31	22

6 VERIFICHE AI SENSI DELLA NORMATIVA VIGENTE ALL'EPOCA DELLA PROGETTAZIONE

Per i muri le verifiche 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 definitiva, i risultati delle analisi svolte dimostrano che per gli esistenti muri di sostegno in c.a. sono rispettate le Normative di cui al D.M. 11.03.1988 relative alle opere di sostegno e al D.M. 09.01.1996 per le opere in c.a.

6.1 SPINTA STATICA

Il metodo di Mononobe-Okabe adotta le stesse ipotesi della teoria di Coulomb : un cuneo di spinta amonte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Mette in conto inoltre l'inerzia sismica del cuneo in direzione orizzontale e verticale . Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno in condizioni sismiche. Viene messo in conto, come nella teoria di Coulomb, l'esistenza dell'attrito fra il terreno e il paramento del muro, equindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale al paramento stesso di un angolo di attrito terra-muro.

L'espressione della spinta totale (statica più sismica) esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H, risulta espressa secondo la teoria di Mononobe-Okabe dalla seguente relazione:

$$S = 1/2(1 \pm k_v)\gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva espresso da

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\alpha \sin(\alpha - \delta - \theta) \left[1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta - \theta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta - \theta)\sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

dove β è l'angolo di inclinazione del terrapieno e α l'angolo di inclinazione della parete rispetto alla verticale.

L'angolo θ è legato al coefficiente sismico dalla seguente espressione

$$\tan(\theta) = k_h / (1 \pm k_v)$$

dove k_h e k_v rappresentano i coefficienti di intensità sismica orizzontale e verticale.

Nel caso in cui il terrapieno sia gravato di un sovraccarico uniforme Q l'espressione della pressione della spinta diventano

$$\sigma_a = (\gamma z + Q)K_a$$

$$S = (1/2\gamma H^2 + QH)K_a$$

Al carico Q corrisponde un diagramma delle pressioni rettangolare con risultante applicata a $1/2H$. Nel caso di terreno dotato di coesione c l'espressione della pressione esercitata sulla parete, all'generica profondità z , diventa

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c(K_a)^{1/2}$$

Al diagramma triangolare, espresso dal termine $\gamma z K_a$, si sottrae il diagramma rettangolare legato al termine con la coesione. La pressione σ_a risulta negativa per valori di z minori di

$$h_c = \frac{2c}{\gamma(K_a)^{1/2}}$$

La grandezza h_c è detta altezza critica. Per i valori di $z < h_c$ si considera nulla l'azione sulla parete.

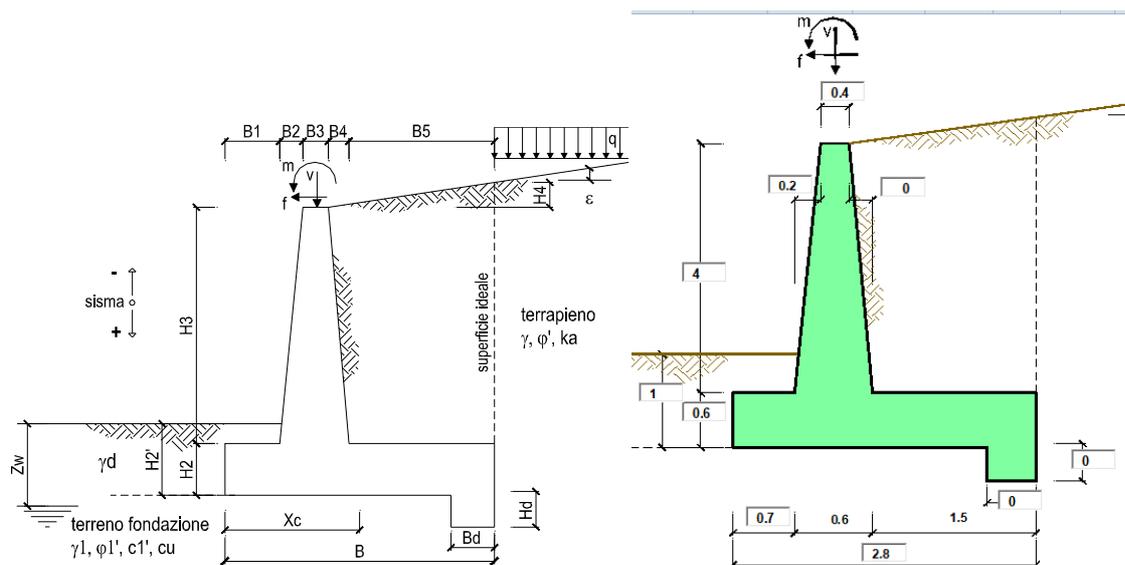
6.2 SPINTA IN PRESENZA DI SISMA

La zona in cui ricadono i muri in oggetto non era classificata secondo la normativa dell'epoca come zona sismica di conseguenza non si eseguiranno verifiche sismiche.

Per tale motivo si condurranno soltanto le verifiche statiche.

7 ANALISI E VERIFICA MURO S4 – (KM 10+251- KM 10+267) – H_RIL 2METRI

Le caratteristiche geometriche sono riportate sinteticamente nel seguente schema.



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	4.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.20	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	2.80	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.70	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.50	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.40	(m)

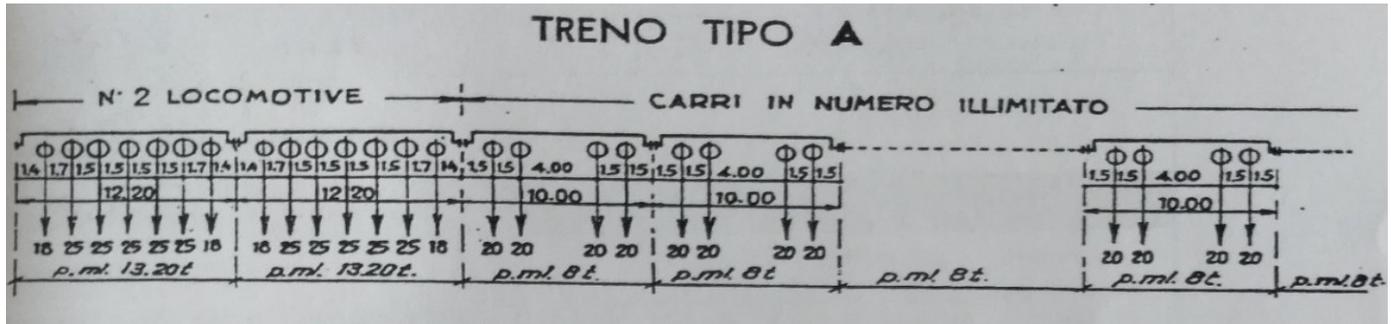
Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

Si considera inoltre:

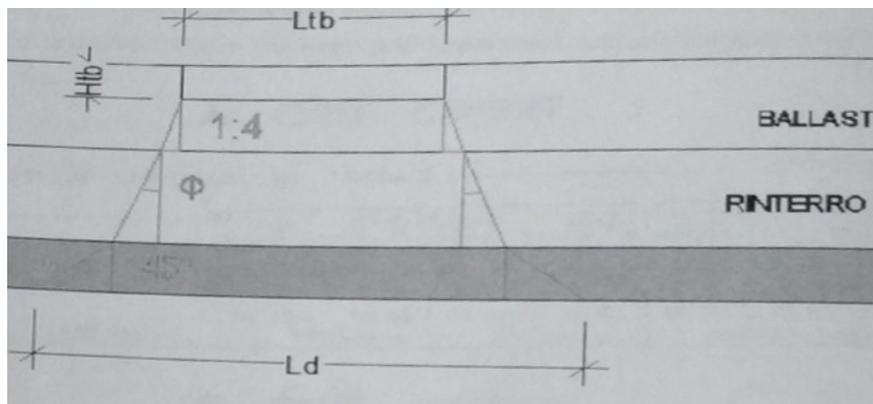
- Si considera un carico permanente “pballast”, dovuto ad uno strato di pietrisco ($g_{ballast}=18.00 \text{ kN/m}^3$) dello spessore di 60 cm e ad uno strato di super compattato ($g=25.00 \text{ kN/m}^3$) dello spessore di 30 cm, posizionato sul terreno a tergo del muro. A questo si somma il peso proprio del rilevato al di sopra della testa del muro ($\gamma=19 \text{ kN/m}^3$), considerato cautelativamente pari a: $19 \cdot 2 = 38 \text{ kN/m}^2$ (2 è l'altezza del rinterro).

Perciò in totale si avrà un carico permanente pari a $a = 56.30 \text{ kN/m}^2$

-Le azioni variabili da traffico ferroviario da portare in conto sono quelle dovute al treno di carico di tipo A, pari a 132 kN/m , senza incremento dinamico.



Il sovraccarico ferroviario viene considerato distribuito all'interno del ballast con una pendenza 1 a 4, con un angolo di diffusione di 45° all'interno del super compattato e secondo l'angolo d'attrito del terreno nel rinterro.



Quindi sul piano orizzontale passante per la testa del muro si ha:

$$q_{\text{ferroviario}} = \frac{132}{2.3 + \left(\frac{0.6}{4} + 0.3 + 2 * \text{tg}(38^\circ)\right) \cdot 2} = 20.86 \text{ kN/m}^2$$

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	38.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	25.33
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="checkbox"/> drenate <input type="checkbox"/> Non Drenate	
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	31.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	22.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	3.40
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	60000

Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.217
Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.198

Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	56.30
	Sovraccarico su zattera di monte	<input type="checkbox"/> si <input checked="" type="checkbox"/> no		
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	20.86
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00



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

NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO MURO
ESISTENTE AI SENSI DEL D.M. '88

COMMESSA IASF LOTTO 01 CODIFICA D 78 DOCUMENTO CL MU5800 001 REV. A FOGLIO 18 di 58

FORZE VERTICALI

		SLL	
- Peso del Muro (Pm)			
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	10.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	40.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	42.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	92.00

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)			
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	114.00
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma') / 2$	(kN/m)	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	114.00

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat $q \cdot (B4 + B5)$		(kN/m)	31.29
Sovr acc. Sism $qs \cdot (B4 + B5)$		(kN/m)	0

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

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

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro			
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 B5)$	(kNm/m)	233.70
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 B4)$	(kNm/m)	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	233.70

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat $q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$		(kNm/m)	64.1445
Sovr acc. Sism $qs \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$		(kNm/m)	0



INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot k_h$	(kN/m)	8.06
Ps v =	$P_m \cdot k_v$	(kN/m)	4.03

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

Ptsh =	$P_t \cdot k_h$	(kN/m)	9.99
Ptsv =	$P_t \cdot k_v$	(kN/m)	5.00

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

MPs1 h =	$k_h \cdot P_m 1 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	1.69
MPs2 h =	$k_h \cdot P_m 2 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	9.12
MPs3 h =	$k_h \cdot P_m 3 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 h =	$k_h \cdot P_m 4 \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)	1.10
MPs5 h =	$-k_h \cdot P_m 5 \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	11.92

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

MPs1 v =	$k_v \cdot P_m 1 \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	0.37
MPs2 v =	$k_v \cdot P_m 2 \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	1.93
MPs3 v =	$k_v \cdot P_m 3 \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 v =	$k_v \cdot P_m 4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	2.58
MPs5 v =	$k_v \cdot P_m 5 \cdot (B - B_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	4.87

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

MPts1 h =	$k_h \cdot P_t 1 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	25.98
MPts2 h =	$k_h \cdot P_t 2 \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h =	$k_h \cdot P_t 3 \cdot (H_2 + H_3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	25.98

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

MPts1 v =	$k_v \cdot P_t 1 \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	10.24
MPts2 v =	$k_v \cdot P_t 2 \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v =	$k_v \cdot P_t 3 \cdot ((H_2 + H_3 \cdot 2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	10.24

7.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd)^2 \cdot ka \quad (\text{kN/m}) \quad 43.58$$

$$Sq \text{ perm} = q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka \quad (\text{kN/m}) \quad 56.14$$

$$Sq \text{ acc} = q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka \quad (\text{kN/m}) \quad 20.80$$

- Componente orizzontale condizione statica

$$Sth = St \cdot \cos \delta \quad (\text{kN/m}) \quad 39.39$$

$$Sqh \text{ perm} = Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta \quad (\text{kN/m}) \quad 50.74$$

$$Sqh \text{ acc} = Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta \quad (\text{kN/m}) \quad 18.80$$

- Componente verticale condizione statica

$$Stv = St \cdot \sin \delta \quad (\text{kN/m}) \quad 18.65$$

$$Sqv \text{ perm} = Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta \quad (\text{kN/m}) \quad 24.02$$

$$Sqv \text{ acc} = Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta \quad (\text{kN/m}) \quad 8.90$$

- Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} \cdot g1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd \quad (\text{kN/m}) \quad 0.00$$

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

$$MSt1 = Sth \cdot ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 3 - Hd) \quad (\text{kNm/m}) \quad 60.40$$

$$MSt2 = Stv \cdot B \quad (\text{kNm/m}) \quad 52.21$$

$$MSq1 \text{ perm} = Sqh \text{ perm} \cdot ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 2 - Hd) \quad (\text{kNm/m}) \quad 116.71$$

$$MSq1 \text{ acc} = Sqh \text{ acc} \cdot ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 2 - Hd) \quad (\text{kNm/m}) \quad 43.24$$

$$MSq2 \text{ perm} = Sqv \text{ perm} \cdot B \quad (\text{kNm/m}) \quad 67.26$$

$$MSq2 \text{ acc} = Sqv \text{ acc} \cdot B \quad (\text{kNm/m}) \quad 24.92$$

$$MSp = \gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2 \quad (\text{kNm/m}) \quad 0.00$$

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

$$Mfext1 = mp + m \quad (\text{kNm/m}) \quad 0.00$$

$$Mfext2 = (fp + f) \cdot (H3 + H2) \quad (\text{kNm/m}) \quad 0.00$$

$$Mfext3 = (vp + v) \cdot (B1 + B2 + B3 / 2) \quad (\text{kNm/m}) \quad 0.00$$

7.1.1 Verifica allo scorrimento

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}} \quad 257.57 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f \quad 108.93 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

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

$$\mathbf{Fs \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{0.96} \quad < \quad \mathbf{1.3}}$$

7.1.2 Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 344.83 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} \quad 75.95 \quad (\text{kNm/m})$$

$$\mathbf{Fs \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad > \quad \mathbf{1.5}}$$

7.1.3 Verifica al carico limite della fondazione

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	257.57	288.86	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sth + Sqh + f - Sp	108.93	108.93	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	268.88	333.02	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	91.72	71.38	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	31.00		(kPa)
$\phi I'$	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	19.00		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.36	0.25	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2.09	2.31	(m)

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

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

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

$i_q = (1 - T / (N + B * c' \cotg(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.55	0.59	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.48	0.48	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' \cotg(\phi)))^{m+1}$		0.40	0.42	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	389.53	397.90	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim}*B* / N	Nmin	3.16	>	2
		Nmax	3.18	>	

7.2 VERIFICHE STRUTTURALI – TENSIONI AMMISSIBILI

7.2.1 Calcolo sollecitazioni soletta di fondazione

Reazione del terreno

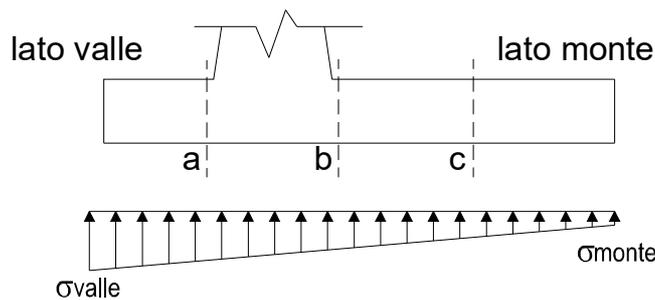
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

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

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

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	257.57	91.72	162.18	21.80
	288.86	71.38	157.79	48.54
sisma+	268.11	124.10	190.73	0.78
	268.11	124.10	190.73	0.78
sisma-	249.00	127.97	187.34	0.00
	249.00	127.97	187.34	0.00

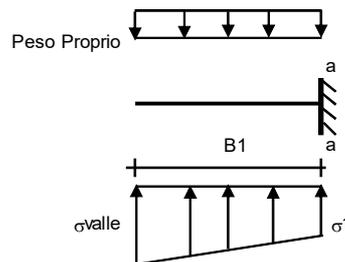


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 15.00 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M _a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	162.18	127.09	33.19
	157.79	130.48	32.75
sisma+	190.73	143.24	39.01
	190.73	143.24	39.01
sisma-	187.34	138.01	38.36
	187.34	138.01	38.36



Mensola Lato Monte

PP = 15.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

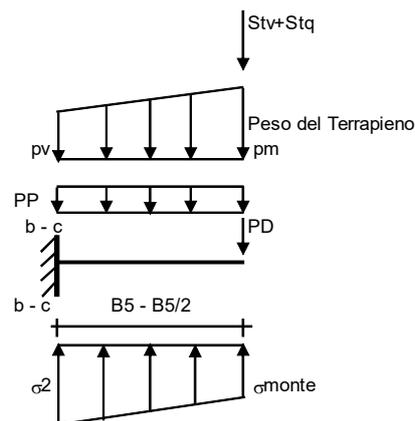
N_{min} N_{max stat} N_{max sism}

pm = 76.00 96.86 76.00 (kN/m²)
 pvb = 76.00 96.86 76.00 (kN/m²)
 pvc = 76.00 96.86 76.00 (kN/m²)

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M _b	σ_{2c}	M _c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	21.80	97.00	-127.01	59.40	-54.62
	48.54	107.07	-126.65	77.80	-53.74
sisma+	0.78	102.54	-147.45	51.66	-61.54
	0.78	102.54	-147.45	51.66	-61.54
sisma-	0.00	95.72	-146.50	42.86	-60.85
	0.00	95.72	-146.50	42.86	-60.85



7.2.2 Calcolo sollecitazioni paramento verticale

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

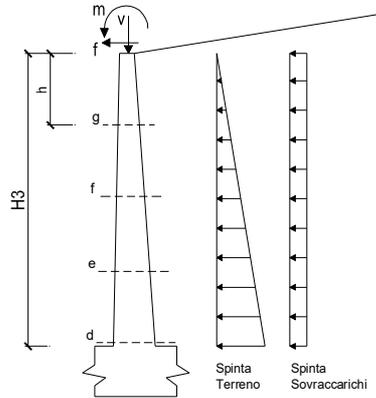
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

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

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	39.71	120.95	0.00	160.66	0.00	50.00	50.00
e-e	3.00	16.75	68.03	0.00	84.79	0.00	35.63	35.63
f-f	2.00	4.96	30.24	0.00	35.20	0.00	22.50	22.50
g-g	1.00	0.62	7.56	0.00	8.18	0.00	10.63	10.63

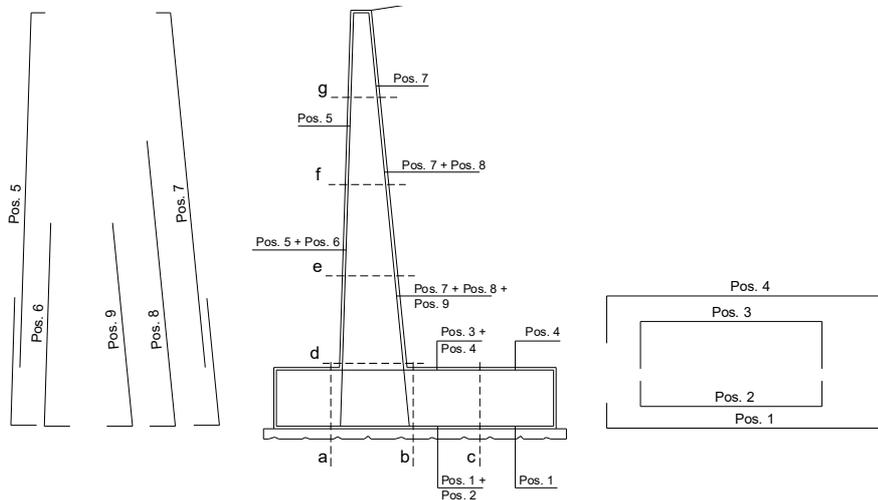
condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	39.71	12.05	107.73	0.00	8.18	167.66	0.00	52.19	52.19
e-e	3.00	16.75	5.08	60.60	0.00	4.44	86.87	0.00	37.19	37.19
f-f	2.00	4.96	1.51	26.93	0.00	1.90	35.30	0.00	23.49	23.49
g-g	1.00	0.62	0.19	6.73	0.00	0.46	8.00	0.00	11.09	11.09

condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	39.71	8.29	109.70	0.00	8.18	165.88	0.00	47.81	47.81
e-e	3.00	16.75	3.50	61.71	0.00	4.44	86.39	0.00	34.06	34.06
f-f	2.00	4.96	1.04	27.43	0.00	1.90	35.32	0.00	21.51	21.51
g-g	1.00	0.62	0.13	6.86	0.00	0.46	8.06	0.00	10.16	10.16

7.2.3 Schema delle armature



ARMATURE

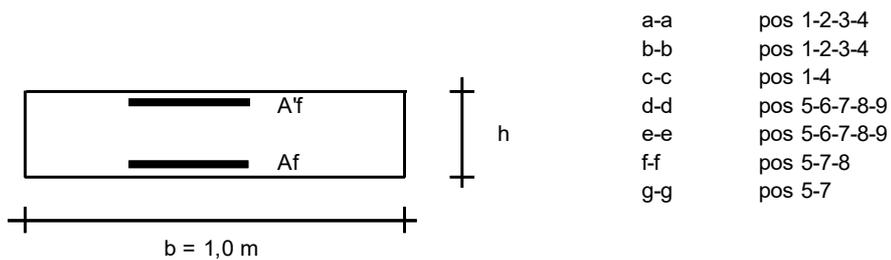
pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	14	
2	0.0	0	┌┐	6	0.0	0	┌┐
3	0.0	0	┌┐	7	5.0	20	
4	5.0	20		8	0.0	0	┌┐
				9	0.0	0	┌┐

Calcola

7.2.4 Verifica

σ_c 8.5 Mpa
 σ_f 215 Mpa

VERIFICHE



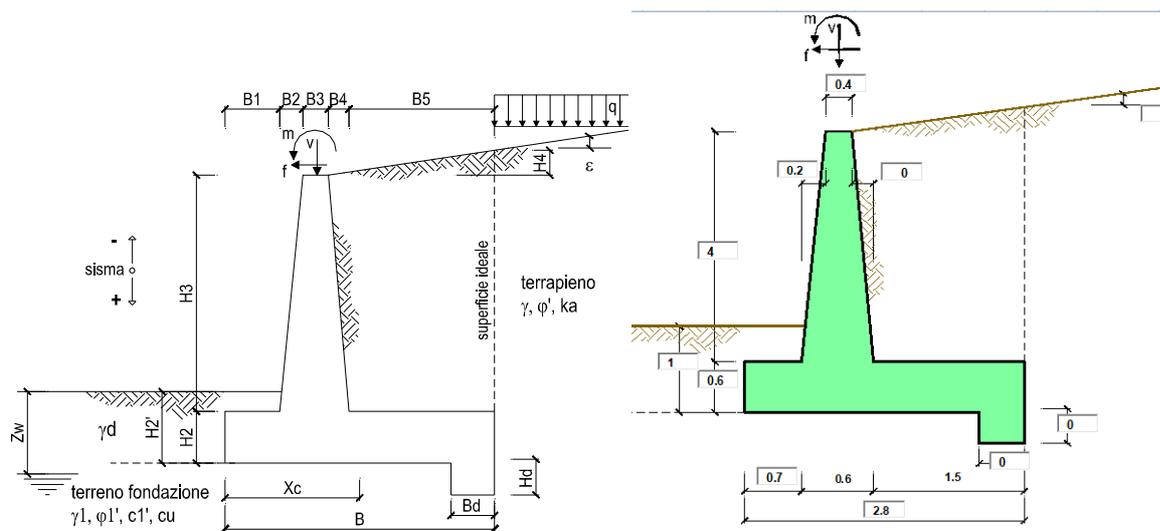
Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	33.19	0.00	0.60	15.71	15.71	0.87	42.43
b - b	-127.01	0.00	0.60	15.71	15.71	3.32	162.35
c - c	-54.62	0.00	0.60	15.71	15.71	1.43	69.81
d - d	160.66	50.00	0.60	15.71	7.70	4.49	190.48
e - e	84.79	35.63	0.55	15.71	7.70	2.77	109.26
f - f	35.20	22.50	0.50	15.71	7.70	1.38	48.93
g - g	8.18	10.63	0.45	15.71	7.70	0.39	11.49

VERIFICATO

8 ANALISI E VERIFICA MURO S4 – (KM 10+326- KM 10+351) – H_RIL 3.5METRI

Le caratteristiche geometriche sono riportate sinteticamente nel seguente schema.



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	4.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.20	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	2.80	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.70	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.50	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.40	(m)

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

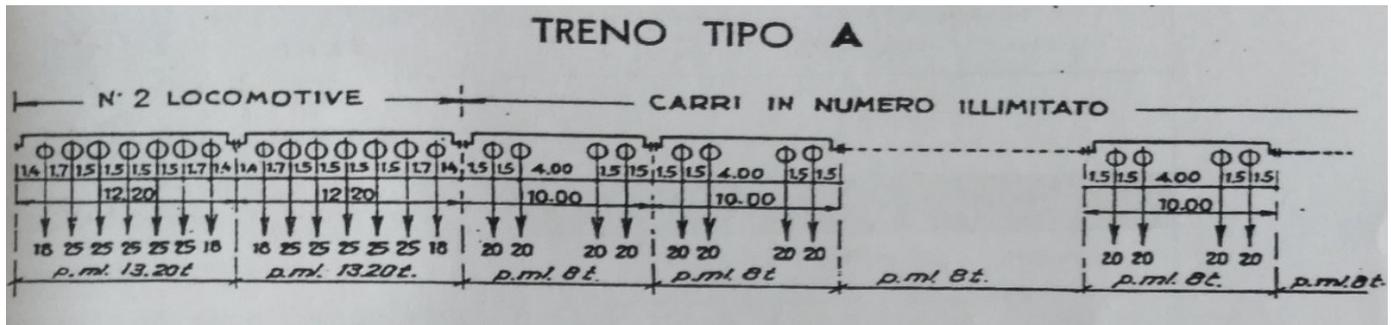
Si considera inoltre:

- Si considera un carico permanente “pballast”, dovuto ad uno strato di pietrisco ($g_{ballast}=18.00 \text{ kN/m}^3$) dello spessore di 60 cm e ad uno strato di super compattato ($g=25.00 \text{ kN/m}^3$) dello spessore di 30 cm, posizionato sul terreno a tergo del muro. A questo si somma il peso proprio del rilevato al di sopra della testa

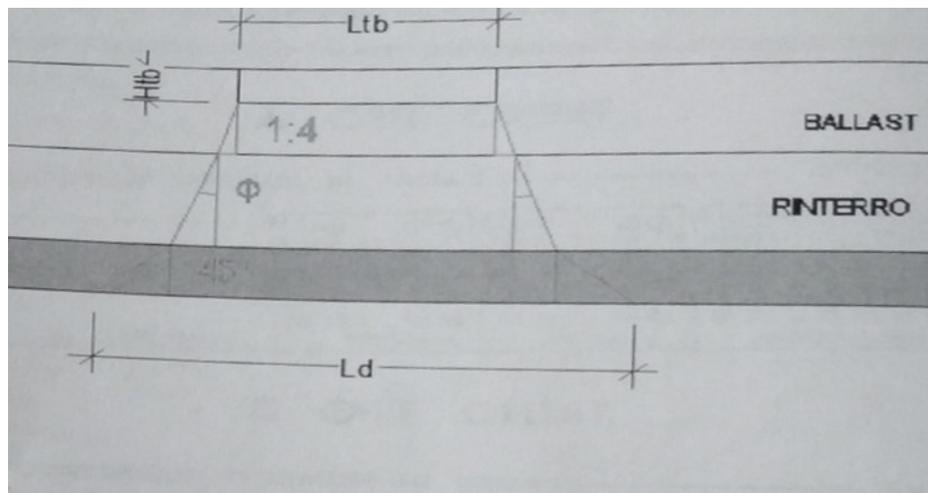
del muro ($\gamma=19 \text{ kN/m}^3$), considerato cautelativamente pari a: $19 \cdot 3.5 = 66.50 \text{ kN/m}^2$ (3.5 è l'altezza del rinterro).

Perciò in totale si avrà un carico permanente pari a $= 84.8 \text{ kN/m}^2$

-Le azioni variabili da traffico ferroviario da portare in conto sono quelle dovute al treno di carico di tipo A, pari a 132 kN/m , senza incremento dinamico.



Il sovraccarico ferroviario viene considerato distribuito all'interno del ballast con una pendenza 1 a 4, con un angolo di diffusione di 45° all'interno del super compattato e secondo l'angolo d'attrito del terreno nel rinterro.



Quindi sul piano orizzontale passante per la testa del muro si ha:

$$Q_{\text{ferroviario}} = \frac{132}{2.3 + \left(\frac{0.6}{4} + 0.3 + 3.5 \cdot \text{tg}(38^\circ)\right) \cdot 2} = 15.22 \text{ kN/m}^2$$



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

NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO MURO
ESISTENTE AI SENSI DEL D.M. '88

COMMESSA
IA5F

LOTTO
01

CODIFICA
D 78

DOCUMENTO
CL MU5800 001

REV.
A

FOGLIO
28 di 58

FORZE VERTICALI

		SLE
- Peso del Muro (Pm)		
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m) 10.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 40.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m) 0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 42.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m) 92.00
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)		
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m) 114.00
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m) 0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma') / 2$	(kN/m) 0.00
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	(kN/m) 0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m) 114.00
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro		
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m) 22.86
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m) 0

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

- Muro (Mm)		
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kNm/m) 8.33
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 B3)$	(kNm/m) 44.00
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m) 0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m) 58.80
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m) 0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m) 111.13
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro		
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 B5)$	(kNm/m) 233.70
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 (B4 + B5))$	(kNm/m) 0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 B4)$	(kNm/m) 0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m) 0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m) 233.70
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro		
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m) 46.863
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m) 0



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

NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO MURO
ESISTENTE AI SENSI DEL D.M. '88

COMMESSA IASF LOTTO 01 CODIFICA D 78 DOCUMENTO CL MU5800 001 REV. A FOGLIO 29 di 58

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot k_h$	(kN/m)	8.06
Ps v =	$P_m \cdot k_v$	(kN/m)	4.03

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

Ptsh =	$P_t \cdot k_h$	(kN/m)	9.99
Ptsv =	$P_t \cdot k_v$	(kN/m)	5.00

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

MPs1 h =	$k_h \cdot P_{m1} \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	1.69
MPs2 h =	$k_h \cdot P_{m2} \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	9.12
MPs3 h =	$k_h \cdot P_{m3} \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 h =	$k_h \cdot P_{m4} \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)	1.10
MPs5 h =	$-k_h \cdot P_{m5} \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	11.92

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

MPs1 v =	$k_v \cdot P_{m1} \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	0.37
MPs2 v =	$k_v \cdot P_{m2} \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	1.93
MPs3 v =	$k_v \cdot P_{m3} \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 v =	$k_v \cdot P_{m4} \cdot (B/2)$	(kNm/m)	2.58
MPs5 v =	$k_v \cdot P_{m5} \cdot (B - B_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	4.87

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

MPts1 h =	$k_h \cdot P_{t1} \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	25.98
MPts2 h =	$k_h \cdot P_{t2} \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h =	$k_h \cdot P_{t3} \cdot (H_2 + H_3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	25.98

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

MPts1 v =	$k_v \cdot P_{t1} \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	10.24
MPts2 v =	$k_v \cdot P_{t2} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v =	$k_v \cdot P_{t3} \cdot ((H_2 + H_3 \cdot 2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	10.24

8.2 VERIFICHE GEOTECNICHE

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

			VAL
- Spinta totale condizione statica			
St	=	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m) 43.58
Sq perm	=	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 51.41
Sq acc	=	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 15.20
- Componente orizzontale condizione statica			
Sth	=	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 39.39
Sqh perm	=	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 46.46
Sqh acc	=	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 13.74
- Componente verticale condizione statica			
Stv	=	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 18.65
Sqv perm	=	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 22.00
Sqv acc	=	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 6.50
- Spinta passiva sul dente			
Sp	=	$\frac{1}{2} \cdot g1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m) 0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

MSt1	=	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m) 60.40
MSt2	=	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 52.21
MSq1 perm	=	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 106.87
MSq1 acc	=	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 31.59
MSq2 perm	=	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 61.59
MSq2 acc	=	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 18.21
MSp	=	$\gamma1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m) 0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1	=	$mp + m$	(kNm/m) 0.00
Mfext2	=	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m) 0.00
Mfext3	=	$(vp+v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m) 0.00



8.2.1 Verifica allo scorrimento

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v \text{ perm} + Sq_v \text{ acc} \quad 253.15 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f \quad 99.59 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

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

$$F_s \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.03} \quad < \quad \mathbf{1.3}$$

8.2.2 Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 344.83 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} \quad 66.85 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_s \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad > \quad \mathbf{1.5}$$

8.2.3 Verifica al carico limite della fondazione

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr\ acc)$	253.15	276.01	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - Sp$	99.59	99.59	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\sum M$	277.99	324.85	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	76.42	61.56	(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.	31.00		(kPa)
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	19.00		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.30	0.22	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2.20	2.35	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	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 ic, iq 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)	0.58	0.61	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.52	0.52	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot(\phi')))^{m+1}$		0.45	0.46	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	426.35	432.23	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim} * B* / N	Nmin	3.70	>	2
		Nmax	3.69	>	

8.3 VERIFICHE STRUTTURALI – TENSIONI AMMISSIBILI

8.3.1 Calcolo sollecitazioni soletta di fondazione

Reazione del terreno

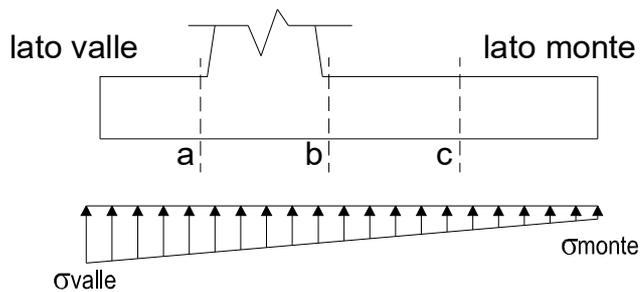
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

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

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

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	253.15	76.42	148.89	31.93
	276.01	61.56	145.68	51.46
sisma+	265.64	115.54	183.29	6.45
	265.64	115.54	183.29	6.45
sisma-	246.48	119.26	179.36	0.00
	246.48	119.26	179.36	0.00

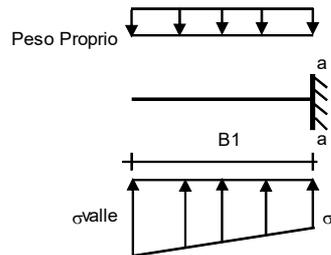


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 15.00 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M _a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	148.89	119.65	30.42
	145.68	122.13	30.09
sisma+	183.29	139.08	37.46
	183.29	139.08	37.46
sisma-	179.36	133.68	36.70
	179.36	133.68	36.70



Mensola Lato Monte

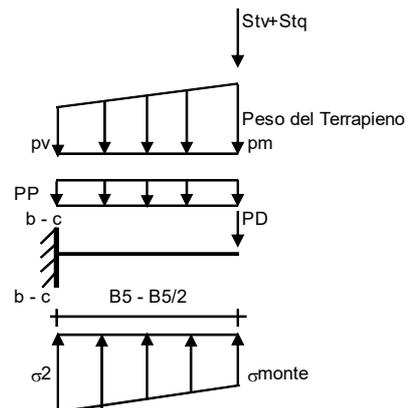
PP = 15.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	76.00	91.24	76.00	(kN/m ²)
pvb	76.00	91.24	76.00	(kN/m ²)
pvc	76.00	91.24	76.00	(kN/m ²)

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M _b	σ_{2c}	M _c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	31.93	94.59	-113.68	63.26	-49.04
	51.46	101.94	-113.41	76.70	-48.40
sisma+	6.45	101.19	-139.99	53.82	-58.42
	6.45	101.19	-139.99	53.82	-58.42
sisma-	0.00	94.52	-139.09	45.58	-57.90
	0.00	94.52	-139.09	45.58	-57.90



8.3.2 Calcolo sollecitazioni paramento verticale

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

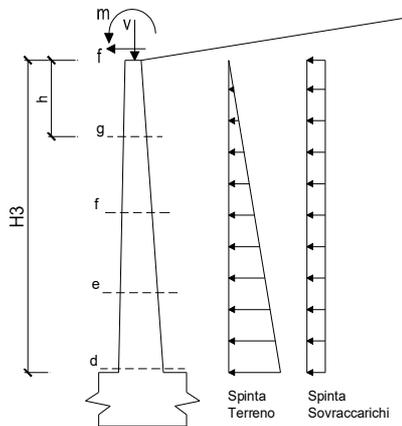
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

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

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	39.71	104.70	0.00	144.41	0.00	50.00	50.00
e-e	3.00	16.75	58.89	0.00	75.64	0.00	35.63	35.63
f-f	2.00	4.96	26.17	0.00	31.14	0.00	22.50	22.50
g-g	1.00	0.62	6.54	0.00	7.16	0.00	10.63	10.63

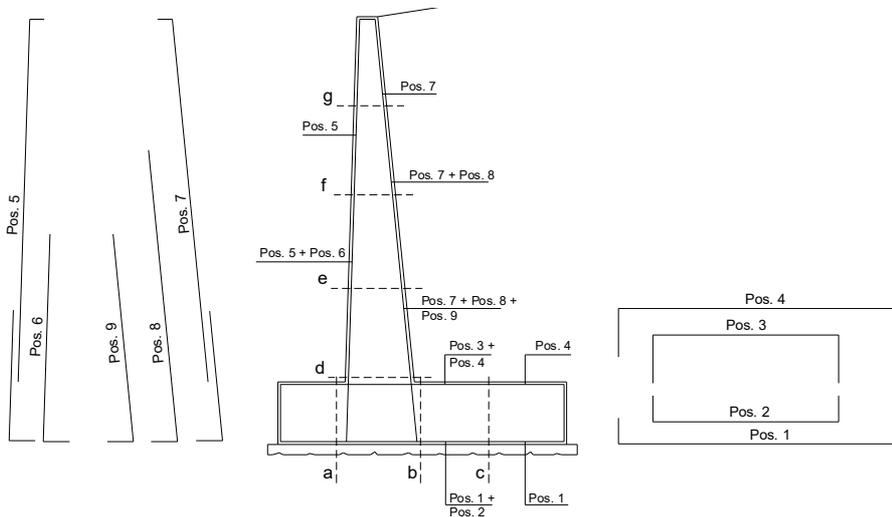
condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	39.71	12.05	98.64	0.00	8.18	158.57	0.00	52.19	52.19
e-e	3.00	16.75	5.08	55.48	0.00	4.44	81.76	0.00	37.19	37.19
f-f	2.00	4.96	1.51	24.66	0.00	1.90	33.03	0.00	23.49	23.49
g-g	1.00	0.62	0.19	6.16	0.00	0.46	7.43	0.00	11.09	11.09

condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	39.71	8.29	100.45	0.00	8.18	156.63	0.00	47.81	47.81
e-e	3.00	16.75	3.50	56.50	0.00	4.44	81.19	0.00	34.06	34.06
f-f	2.00	4.96	1.04	25.11	0.00	1.90	33.01	0.00	21.51	21.51
g-g	1.00	0.62	0.13	6.28	0.00	0.46	7.48	0.00	10.16	10.16

8.3.3 Schema delle armature



ARMATURE

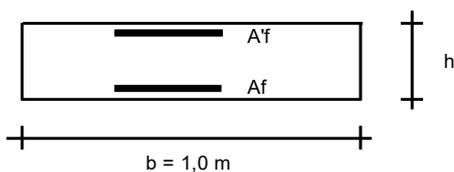
pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	14	
2	0.0	0	┌┐	6	0.0	0	┌┐
3	0.0	0		7	5.0	20	
4	5.0	20		8	0.0	0	┌┐
				9	0.0	0	┌┐

Calcola

8.3.4 Verifica

σ_c 8.5 Mpa
 σ_f 215 Mpa

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

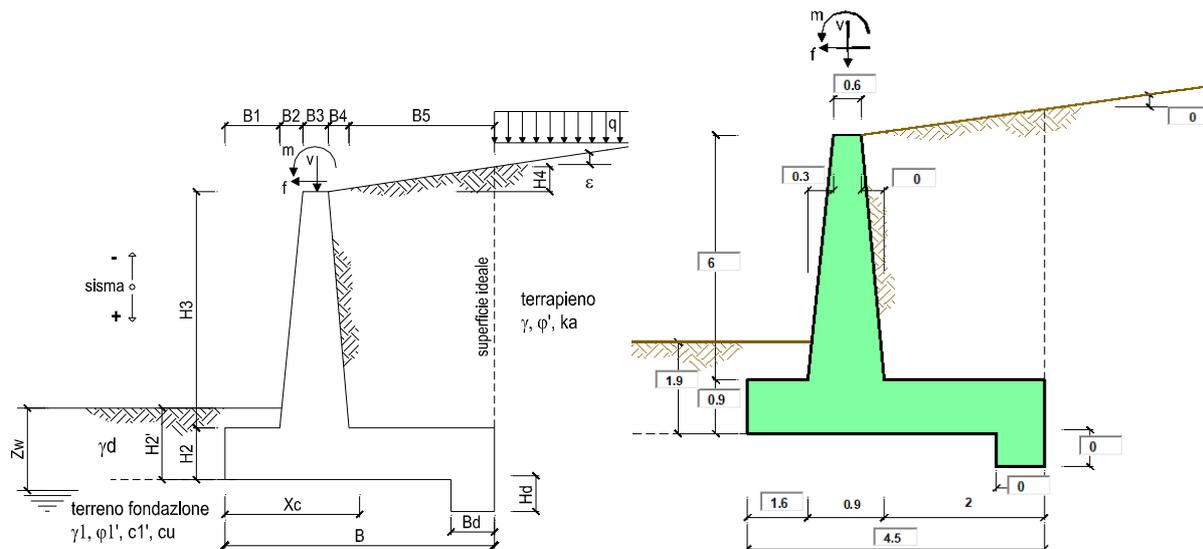
Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	30.42	0.00	0.60	15.71	15.71	0.80	38.88
b - b	-113.68	0.00	0.60	15.71	15.71	2.97	145.31
c - c	-49.04	0.00	0.60	15.71	15.71	1.28	62.68
d - d	144.41	50.00	0.60	15.71	7.70	4.04	169.70
e - e	75.64	35.63	0.55	15.71	7.70	2.48	96.32
f - f	31.14	22.50	0.50	15.71	7.70	1.22	42.51
g - g	7.16	10.63	0.45	15.71	7.70	0.34	9.68

VERIFICATO

9 ANALISI E VERIFICA MURO S6 – (KM 10+267-KM 10+326)

Le caratteristiche geometriche sono riportate sinteticamente nel seguente schema.



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	6.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.30	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.60	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	4.50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.90	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.60	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.00	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.25	(m)

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

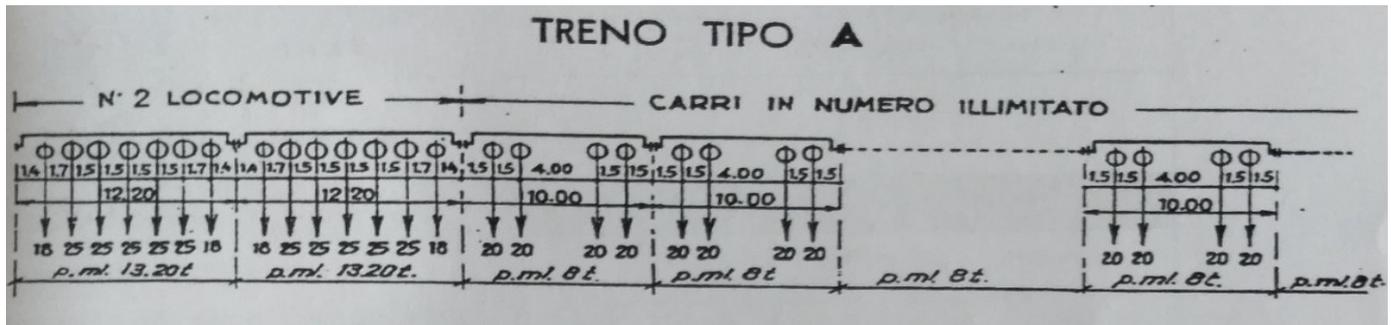
Si considera inoltre:

- Si considera un carico permanente “pballast”, dovuto ad uno strato di pietrisco ($g_{ballast}=18.00 \text{ kN/m}^3$) dello spessore di 60 cm e ad uno strato di super compattato ($g=25.00 \text{ kN/m}^3$) dello spessore di 30 cm, posizionato sul terreno a tergo del muro. A questo si somma il peso proprio del rilevato al di sopra della testa

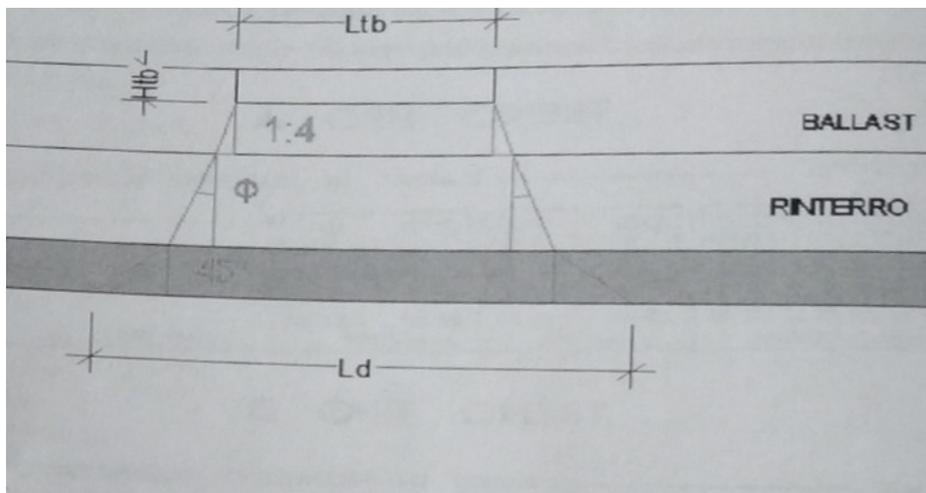
del muro ($\gamma=19 \text{ kN/m}^3$), considerato cautelativamente pari a: $19 \cdot 3.5 = 66.50 \text{ kN/m}^2$ (3.5 è l'altezza del rinterro).

Perciò in totale si avrà un carico permanente pari a $= 84.8 \text{ kN/m}^2$

-Le azioni variabili da traffico ferroviario da portare in conto sono quelle dovute al treno di carico di tipo A, pari a 132 kN/m , senza incremento dinamico.



Il sovraccarico ferroviario viene considerato distribuito all'interno del ballast con una pendenza 1 a 4, con un angolo di diffusione di 45° all'interno del super compattato e secondo l'angolo d'attrito del terreno nel rinterro.



Quindi sul piano orizzontale passante per la testa del muro si ha:

$$q_{\text{ferroviario}} = \frac{132}{2.3 + \left(\frac{0.6}{4} + 0.3 + 3.5 \cdot \text{tg}(38^\circ)\right) \cdot 2} = 15.22 \text{ kN/m}^2$$

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	38.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	25.33
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="checkbox"/> drenate <input type="checkbox"/> Non Drenate	
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	31.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	22.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	3.40
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	60000

Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.217
Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.198

Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	84.40
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="checkbox"/> si <input checked="" type="checkbox"/> no			
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	15.24
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00



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

NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO MURO
ESISTENTE AI SENSI DEL D.M. '88

COMMESSA
IA5F

LOTTO
01

CODIFICA
D 78

DOCUMENTO
CL MU5800 001

REV.
A

FOGLIO
39 di 58

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	22.50
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	90.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	101.25
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	213.75

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	228.00
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma') / 2$	(kN/m)	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	228.00

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	30.48
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	6.096

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

- Muro (Mm)

Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kNm/m)	40.50
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 B3)$	(kNm/m)	198.00
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	227.81
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	466.31

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

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 B5)$	(kNm/m)	798.00
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 B4)$	(kNm/m)	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	798.00

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	106.68
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	21.336



INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot k_h$	(kN/m)	18.74
Ps v =	$P_m \cdot k_v$	(kN/m)	9.37

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

Ptsh =	$P_t \cdot k_h$	(kN/m)	19.99
Ptsv =	$P_t \cdot k_v$	(kN/m)	9.99

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

MPs1 h =	$k_h \cdot P_m 1 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	5.72
MPs2 h =	$k_h \cdot P_m 2 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	30.77
MPs3 h =	$k_h \cdot P_m 3 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 h =	$k_h \cdot P_m 4 \cdot (H/2)$	(kNm/m)	3.99
MPs5 h =	$-k_h \cdot P_m 5 \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	40.48

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

MPs1 v =	$k_v \cdot P_m 1 \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	1.78
MPs2 v =	$k_v \cdot P_m 2 \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	8.68
MPs3 v =	$k_v \cdot P_m 3 \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 v =	$k_v \cdot P_m 4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	9.98
MPs5 v =	$k_v \cdot P_m 5 \cdot (B - B_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	20.44

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

MPts1 h =	$k_h \cdot P_t 1 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	77.95
MPts2 h =	$k_h \cdot P_t 2 \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h =	$k_h \cdot P_t 3 \cdot (H_2 + H_3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	77.95

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

MPts1 v =	$k_v \cdot P_t 1 \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	34.98
MPts2 v =	$k_v \cdot P_t 2 \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v =	$k_v \cdot P_t 3 \cdot ((H_2 + H_3 \cdot 2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	34.98

9.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica			
St	=	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m) 98.05
Sq perm	=	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 126.25
Sq acc	=	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 22.80
- Componente orizzontale condizione statica			
Sth	=	St * cos δ	(kN/m) 88.62
Sqh perm	=	Sq perm * cos δ	(kN/m) 114.11
Sqh acc	=	Sq acc * cos δ	(kN/m) 20.60
- Componente verticale condizione statica			
Stv	=	St * sen δ	(kN/m) 41.96
Sqv perm	=	Sq perm * sen δ	(kN/m) 54.02
Sqv acc	=	Sq acc * sen δ	(kN/m) 9.75
- Spinta passiva sul dente			
Sp	=	$\frac{1}{2} \cdot g1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m) 0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

MSt1	=	Sth * ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)	(kNm/m) 203.83
MSt2	=	Stv * B	(kNm/m) 188.80
MSq1 perm	=	Sqh perm * ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)	(kNm/m) 393.67
MSq1 acc	=	Sqh acc * ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)	(kNm/m) 71.09
MSq2 perm	=	Sqv perm * B	(kNm/m) 243.09
MSq2 acc	=	Sqv acc * B	(kNm/m) 43.89
MSp	=	$\gamma1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m) 0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1	=	mp + m	(kNm/m) 0.00
Mfext2	=	(fp + f) * (H3 + H2)	(kNm/m) 0.00
Mfext3	=	(vp + v) * (B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m) 0.00



9.1.1 Verifica allo scorrimento

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + St_v + S_{q_v \text{ perm}} + S_{q_v \text{ acc}} \quad 547.48 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{t_h} + S_{q_h} + f \quad 223.34 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

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

$$\mathbf{F_s \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{0.99} \quad < \quad \mathbf{1.3}}$$

9.1.2 Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{\text{fext}3} \quad 1264.31 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{\text{fext}1} + M_{\text{fext}2} + M_{Sp} \quad 192.81 \quad (\text{kNm/m})$$

$$\mathbf{F_s \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad > \quad \mathbf{1.5}}$$



9.1.3 Verifica al carico limite della fondazione

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr acc)$	547.48	577.96	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	223.34	223.34	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \sum M$	1071.50	1178.18	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c * N - MM$	160.33	122.23	(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.	31.00		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	22.00		(°)
$\gamma 1$	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	36.10		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.29	0.21	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.91	4.08	(m)

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

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

$i_q = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.54	0.56	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.48	0.48	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\phi')))^{m+1}$		0.40	0.41	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	507.96	514.94	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} * B^* / N$	Nmin	3.63	>	2
		Nmax	3.63	>	

9.2 VERIFICHE STRUTTURALI - TENSIONI AMMISSIBILI

9.2.1 Calcolo sollecitazioni soletta di fondazione

Reazione del terreno

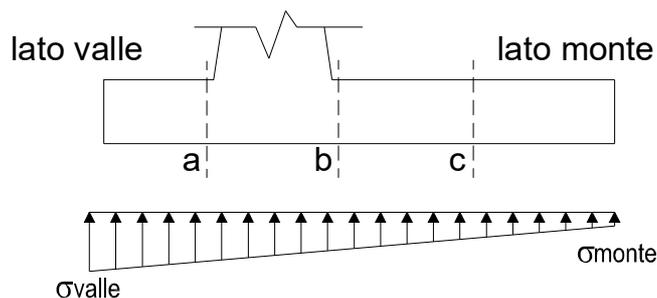
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 4.50 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 3.38 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	547.48	160.33	169.17	74.16
	577.96	122.23	164.65	92.22
sisma+	582.89	319.81	224.29	34.77
	588.99	312.19	223.39	38.38
sisma-	541.83	340.47	221.29	19.53
	547.93	332.85	220.38	23.14

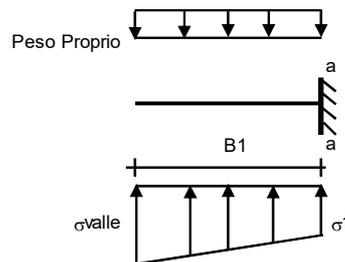


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 22.50 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	169.17	135.39	173.32
	164.65	138.90	170.97
sisma+	224.29	156.91	228.28
	223.39	157.61	227.81
sisma-	221.29	149.55	225.10
	220.38	150.25	224.63



Mensola Lato Monte

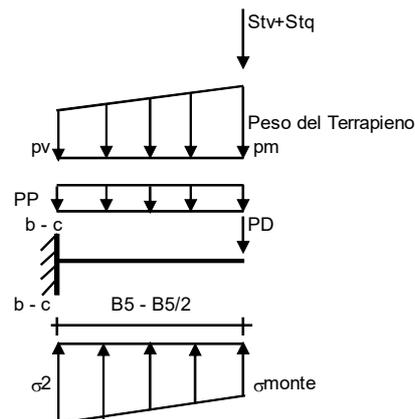
PP = 22.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

Nmin N max stat N max sism

pm = 114.00 129.24 117.05 (kN/m²)
 pvb = 114.00 129.24 117.05 (kN/m²)
 pvc = 114.00 129.24 117.05 (kN/m²)

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

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



caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	74.16	116.38	-307.99	95.27	-133.38
	92.22	124.41	-309.04	108.32	-132.81
sisma+	34.77	119.00	-402.83	76.89	-168.62
	38.38	120.61	-403.30	79.50	-168.57
sisma-	19.53	109.20	-401.08	64.36	-167.47
	23.14	110.80	-401.03	66.97	-167.28

9.2.2 Calcolo sollecitazioni paramento verticale

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

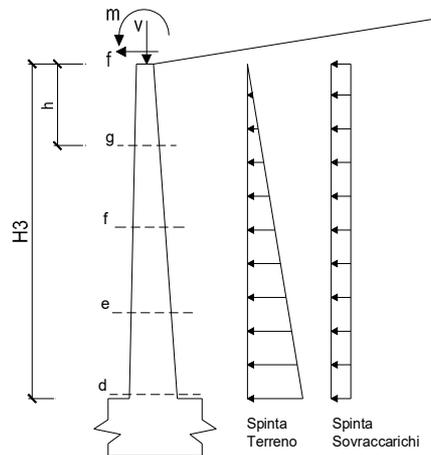
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

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

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.00	134.02	351.43	0.00	485.45	0.00	112.50	112.50
e-e	4.50	56.54	197.68	0.00	254.22	0.00	80.16	80.16
f-f	3.00	16.75	87.86	0.00	104.61	0.00	50.63	50.63
g-g	1.50	2.09	21.96	0.00	24.06	0.00	23.91	23.91

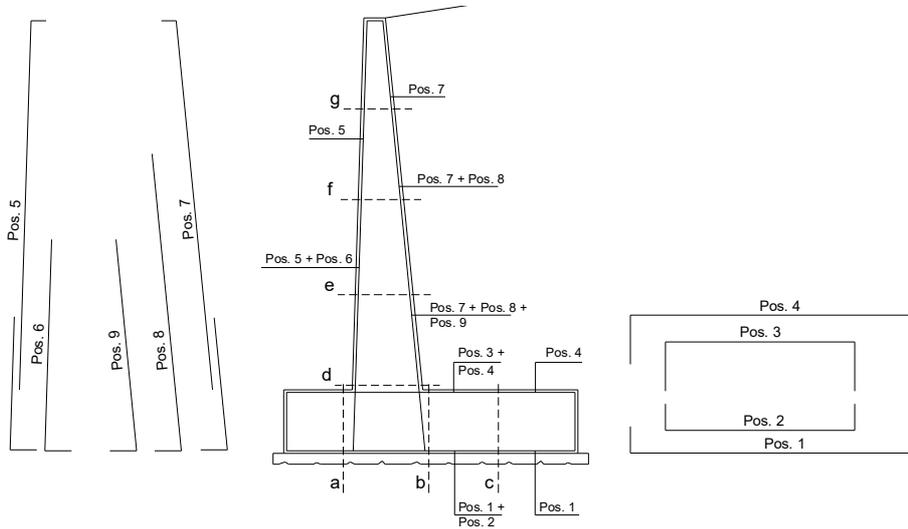
condizione sismica +

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	6.00	134.02	40.65	376.48	0.00	27.61	578.77	0.00	117.43	117.43
e-e	4.50	56.54	17.15	211.77	0.00	14.98	300.44	0.00	83.67	83.67
f-f	3.00	16.75	5.08	94.12	0.00	6.41	122.37	0.00	52.84	52.84
g-g	1.50	2.09	0.64	23.53	0.00	1.54	27.80	0.00	24.95	24.95

condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.00	134.02	27.96	383.39	0.00	27.61	572.99	0.00	107.57	107.57
e-e	4.50	56.54	11.80	215.66	0.00	14.98	298.97	0.00	76.64	76.64
f-f	3.00	16.75	3.50	95.85	0.00	6.41	122.51	0.00	48.41	48.41
g-g	1.50	2.09	0.44	23.96	0.00	1.54	28.03	0.00	22.86	22.86

9.2.3 Schema delle armature



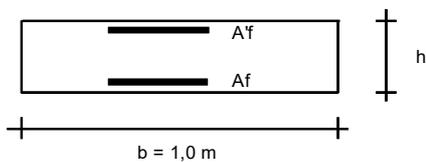
ARMATURE

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

9.2.4 Verifica

σ_c **8.5** Mpa
 σ_f **215** Mpa

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

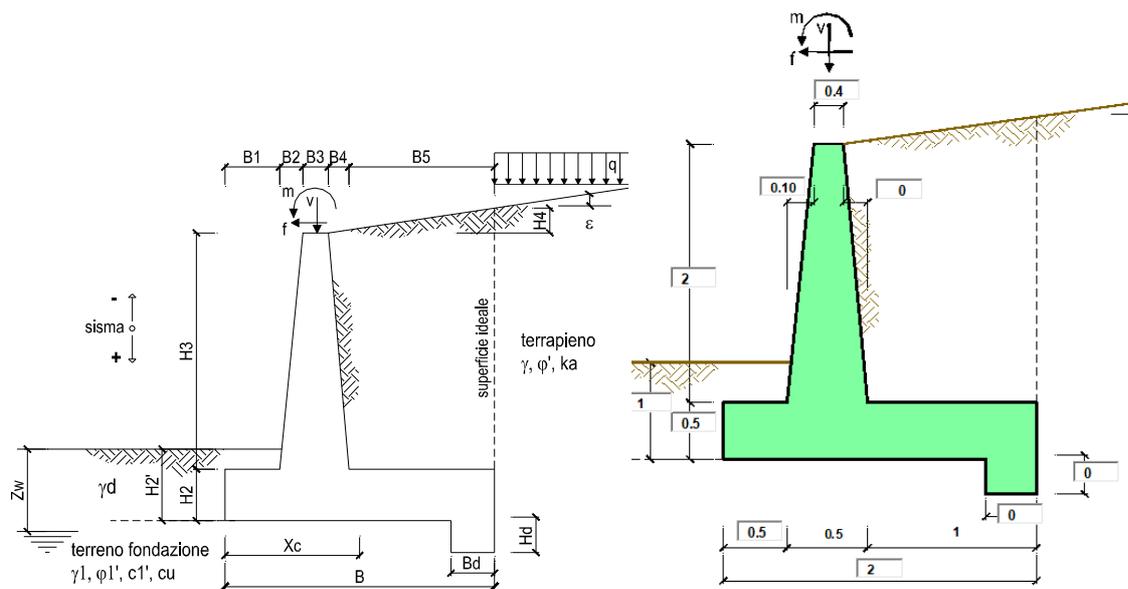
Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	173.32	0.00	0.90	22.62	22.62	1.88	98.07
b - b	-309.04	0.00	0.90	22.62	22.62	3.36	174.86
c - c	-133.38	0.00	0.90	22.62	22.62	1.45	75.47
d - d	485.45	112.50	0.90	22.62	7.70	5.86	253.67
e - e	254.22	80.16	0.83	22.62	7.70	3.58	143.32
f - f	104.61	50.63	0.75	22.62	7.70	1.75	62.88
g - g	24.06	23.91	0.68	22.62	7.70	0.49	14.22

VERIFICATO

10 ANALISI E VERIFICA MURO S2 – (KM 10+351-KM 10+361)

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)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

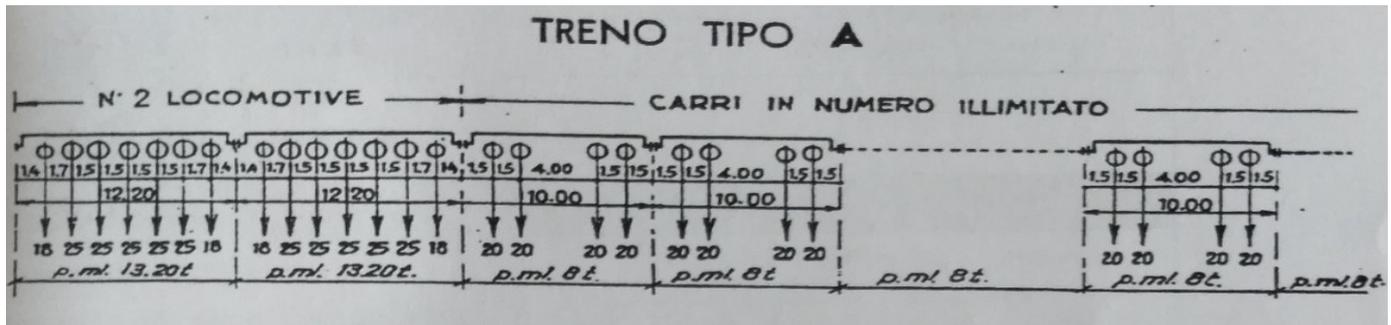
Si considera inoltre:

- Si considera un carico permanente “pballast”, dovuto ad uno strato di pietrisco ($g_{ballast}=18.00 \text{ kN/m}^3$) dello spessore di 60 cm e ad uno strato di super compattato ($g=25.00 \text{ kN/m}^3$) dello spessore di 30 cm, posizionato sul terreno a tergo del muro. A questo si somma il peso proprio del rilevato al di sopra della testa

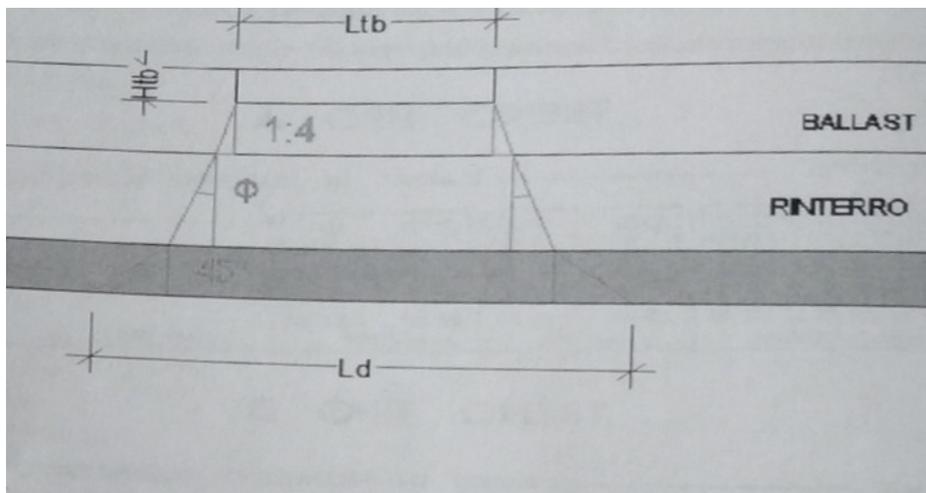
del muro ($\gamma=19 \text{ kN/m}^3$), considerato cautelativamente pari a: $19 \cdot 3.5 = 66.50 \text{ kN/m}^2$ (3.5 è l'altezza del rinterro).

Perciò in totale si avrà un carico permanente pari a $= 84.8 \text{ kN/m}^2$

-Le azioni variabili da traffico ferroviario da portare in conto sono quelle dovute al treno di carico di tipo A, pari a 132 kN/m , senza incremento dinamico.



Il sovraccarico ferroviario viene considerato distribuito all'interno del ballast con una pendenza 1 a 4, con un angolo di diffusione di 45° all'interno del super compattato e secondo l'angolo d'attrito del terreno nel rinterro.



Quindi sul piano orizzontale passante per la testa del muro si ha:

$$Q_{\text{ferroviario}} = \frac{132}{2.3 + \left(\frac{0.6}{4} + 0.3 + 3.5 \cdot \text{tg}(38^\circ)\right) \cdot 2} = 15.22 \text{ kN/m}^2$$

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	38.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	25.33
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="checkbox"/> drenate <input type="checkbox"/> Non Drenate	
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	31.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi1'$	22.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	3.40
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	60000

Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.217
Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.198

Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	84.40
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="checkbox"/> si <input checked="" type="checkbox"/> no		
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	15.22
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00

FORZE VERTICALI

		SLE
- Peso del Muro (Pm)		
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m) 2.50
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 20.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m) 0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 25.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m) 47.50

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)		
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m) 38.00
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m) 0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma') / 2$	(kN/m) 0.00
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	(kN/m) 0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m) 38.00

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro		
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m) 15.22
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m) 0

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

		SLE
- Muro (Mm)		
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kNm/m) 1.42
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 B3)$	(kNm/m) 16.00
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m) 0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m) 25.00
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m) 0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m) 42.42

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro		
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 B5)$	(kNm/m) 57.00
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m) 0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 B4)$	(kNm/m) 0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m) 0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m) 57.00

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro		
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m) 22.83
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m) 0

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot k_h$	(kN/m)	4.16
Ps v =	$P_m \cdot k_v$	(kN/m)	2.08

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

Ptsh =	$P_t \cdot k_h$	(kN/m)	3.33
Ptsh v =	$P_t \cdot k_v$	(kN/m)	1.67

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

MPs1 h =	$k_h \cdot P_m 1 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.26
MPs2 h =	$k_h \cdot P_m 2 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	2.63
MPs3 h =	$k_h \cdot P_m 3 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 h =	$k_h \cdot P_m 4 \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)	0.55
MPs5 h =	$-k_h \cdot P_m 5 \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	3.43

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

MPs1 v =	$k_v \cdot P_m 1 \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	0.06
MPs2 v =	$k_v \cdot P_m 2 \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	0.70
MPs3 v =	$k_v \cdot P_m 3 \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 v =	$k_v \cdot P_m 4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	1.10
MPs5 v =	$k_v \cdot P_m 5 \cdot (B - B_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	1.86

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

MPts1 h =	$k_h \cdot P_t 1 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	5.00
MPts2 h =	$k_h \cdot P_t 2 \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h =	$k_h \cdot P_t 3 \cdot (H_2 + H_3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	5.00

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

MPts1 v =	$k_v \cdot P_t 1 \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	2.50
MPts2 v =	$k_v \cdot P_t 2 \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v =	$k_v \cdot P_t 3 \cdot ((H_2 + H_3 \cdot 2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	2.50

10.2 VERIFICHE GEOTECNICHE

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		ULL	
- Spinta totale condizione statica			
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	12.87
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	45.74
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	8.25
- Componente orizzontale condizione statica			
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	11.63
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	41.34
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	7.46
- Componente verticale condizione statica			
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	5.51
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	19.57
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	3.53
- Spinta passiva sul dente			
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_d^2 \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d \right]$	(kN/m)	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	9.70
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	11.02
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	51.68
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	9.32
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	39.14
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	7.06
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$m_p + m$	(kNm/m)	0.00
Mfext2 =	$(f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0.00
Mfext3 =	$(v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	0.00

10.2.1 Verifica allo scorrimento

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + St_v + S_q_v \text{ perm} + S_q_v \text{ acc} \quad 114.11 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f \quad 60.43 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

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

$$\mathbf{Fs \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{0.76} \quad < \quad \mathbf{1.3}}$$

10.2.2 Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 99.42 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} \quad 13.47 \quad (\text{kNm/m})$$

$$\mathbf{Fs \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad > \quad \mathbf{1.5}}$$

10.2.3 Verifica al carico limite della fondazione

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax ¹	
N = Pm + Pt + v + Stv + Squ (+ Sovr acc)		114.11	129.33	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T = Sth + Squ + f - Sp		60.43	60.43	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM = ΣM		85.94	108.77	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M = Xc*N - MM		28.17	20.56	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	31.00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	22.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
q ₀ = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	19.00		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.25	0.16	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	1.51	1.68	(m)

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

Nq = tg ² (45 + φ/2)*e ^{(π*tg(φ))}	(1 in cond. nd)	7.82		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ)	(2+π in cond. nd)	16.88		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ)	(0 in cond. nd)	7.13		(-)

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

iq = (1 - T/(N + B*c'cotg(φ))) ^m	(1 in cond. nd)	0.54	0.59	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.48	0.48	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c'cotg(φ))) ^{m+1}		0.40	0.42	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	370.63	379.63	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = qlim*B*/ N	Nmin	4.89	>	2
		Nmax	4.94	>	

10.3 VERIFICHE STRUTTURALI – TENSIONI AMMISSIBILI

10.3.1 Calcolo sollecitazioni soletta di fondazione

Reazione del terreno

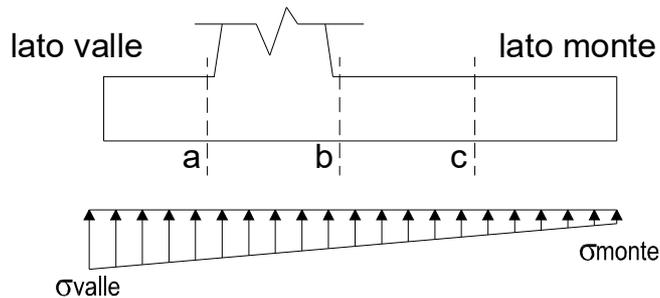
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

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

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

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	114.11	28.17	99.31	14.80
	129.33	20.56	95.50	33.83
sisma+	120.16	38.43	117.72	2.43
	120.16	38.43	117.72	2.43
sisma-	112.63	40.01	116.46	0.00
	112.63	40.01	116.46	0.00

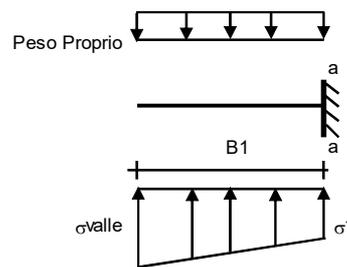


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M _a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	99.31	78.18	9.97
	95.50	80.08	9.73
sisma+	117.72	88.90	11.88
	117.72	88.90	11.88
sisma-	116.46	86.35	11.81
	116.46	86.35	11.81



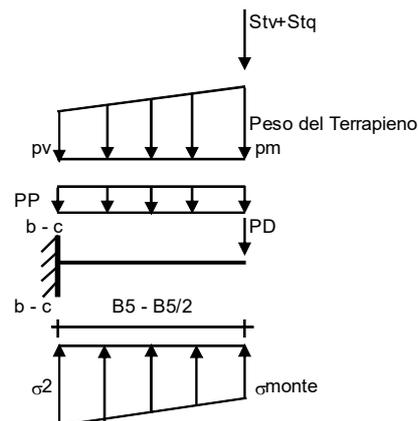
Mensola Lato Monte

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

N_{min} N_{max stat} N_{max sism}
 pm = 38.00 53.22 38.00 (kN/m²)
 pvb = 38.00 53.22 38.00 (kN/m²)
 pvc = 38.00 53.22 38.00 (kN/m²)

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

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



caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M _b	σ_{2c}	M _c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	14.80	57.05	-39.42	35.93	-17.89
	33.83	64.66	-39.42	49.25	-17.65
sisma+	2.43	60.08	-46.44	31.26	-20.54
	2.43	60.08	-46.44	31.26	-20.54
sisma-	0.00	56.25	-46.84	26.15	-20.65
	0.00	56.25	-46.84	26.15	-20.65

10.3.2 Calcolo sollecitazioni paramento verticale

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

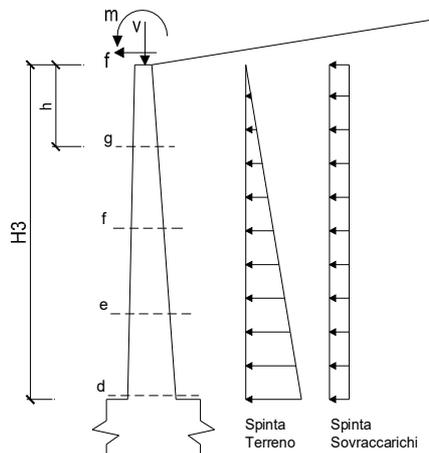
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

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

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.00	4.96	39.04	0.00	44.00	0.00	22.50	22.50
e-e	1.50	2.09	21.96	0.00	24.05	0.00	16.41	16.41
f-f	1.00	0.62	9.76	0.00	10.38	0.00	10.63	10.63
g-g	0.50	0.08	2.44	0.00	2.52	0.00	5.16	5.16

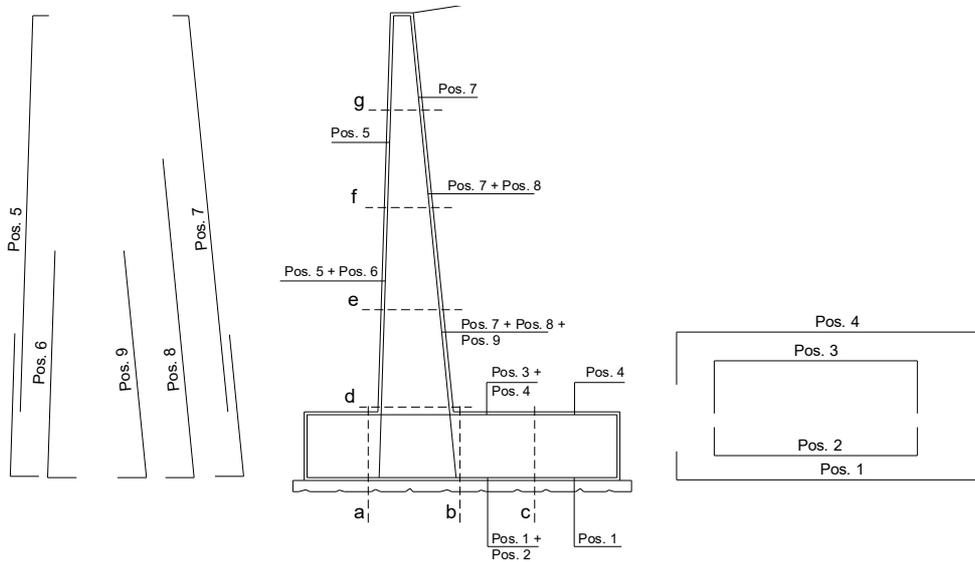
condizione sismica +

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	4.96	1.51	40.37	0.00	1.90	48.74	0.00	23.49	23.49
e-e	1.50	2.09	0.64	22.71	0.00	1.05	26.49	0.00	17.13	17.13
f-f	1.00	0.62	0.19	10.09	0.00	0.46	11.36	0.00	11.09	11.09
g-g	0.50	0.08	0.02	2.52	0.00	0.11	2.74	0.00	5.38	5.38

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	4.96	1.04	41.11	0.00	1.90	49.01	0.00	21.51	21.51
e-e	1.50	2.09	0.44	23.13	0.00	1.05	26.71	0.00	15.69	15.69
f-f	1.00	0.62	0.13	10.28	0.00	0.46	11.49	0.00	10.16	10.16
g-g	0.50	0.08	0.02	2.57	0.00	0.11	2.78	0.00	4.93	4.93

10.3.3 Schema delle armature



ARMATURE

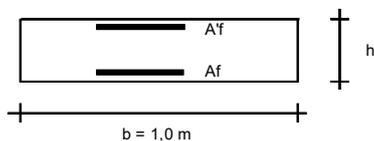
pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	14	┌┐	5	5.0	14	┌┐
2	0.0	0		6	0.0	0	
3	0.0	0		7	5.0	14	
4	5.0	14		8	0.0	0	
				9	0.0	0	┌┐

Calcola

10.3.4 Verifica

σ_c 8.5 Mpa
 σ_f 215 Mpa

VERIFICHE



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

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	9.97	0.00	0.50	7.70	7.70	0.51	31.46
b - b	-39.42	0.00	0.50	7.70	7.70	2.02	124.38
c - c	-17.89	0.00	0.50	7.70	7.70	0.92	56.44
d - d	44.00	22.50	0.50	7.70	7.70	2.27	124.32
e - e	24.05	16.41	0.48	7.70	7.70	1.36	70.01
f - f	10.38	10.63	0.45	7.70	7.70	0.65	30.23
g - g	2.52	5.16	0.43	7.70	7.70	0.17	6.34

VERIFICATO



11 CONCLUSIONE

I tre tipi di muro S2, S4 e S6 oggetto di questa relazione non tornano a scorrimento rispetto al piano di posa della fondazione.

Si osserva come il terreno di fondazione adottato nelle verifiche (cfr. cap. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) ha una coesione efficace di 31 kPa e un angolo di attrito interno di 22°, sulla scorta delle indagini integrative del 2019; nei calcoli strutturali eseguiti in fase di progettazione il terreno di fondazione era stato assunto con una coesione efficace nulla ed un angolo di attrito di 30° sulla scorta delle indagini dell'epoca.

Essendo mutato il quadro conoscitivo tale evidenza non comporta un errore progettuale.

Il muro è stato comunque riverificato in condizioni SLV per NTC2018, ne scaturisce la necessità di interventi di consolidamento proprio per le verifiche a scorrimento, tali interventi quindi emendano anche la carenza progettuale emersa nella verifica a DM 88.

Si noti come le verifiche strutturali siano comunque ampiamente soddisfatte si andrà a dimensionare l'intervento già previsto da PP che consiste nella realizzazione al piede del muro di un cordolo su pali trivellati di opportuno diametro, interasse e lunghezza.