

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali

Relazione di calcolo muri

SCALA:

-

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

NN1X 00 D 78 CL MU0000 005 C

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Sett-2020	G.Romano	Sett-2020	M.D'Avino	Sett-2020	D.Tiberti Gen-2021
B	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Ott-2020	G.Romano	Ott-2020	M.D'Avino	Ott-2020	
C	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Gen-2021	G.Figorella	Gen-2021	M.D'Avino	Gen-2021	

NN1X.0.0.D.78.CL.MU.00.0.0.005.C

n. Elab.:

ITALFERR S.p.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato
Direzione Tecnica
UO Infrastrutture Sud
Dott. Ing. Danilo Tiberti
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10176

MURI DI INTERBINARIO Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	1 di 165

INDICE

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	8
3.1	DOCUMENTI REFERENZIATI	8
3.1.1	<i>Documenti di progetto</i>	8
3.1.2	<i>Normativa e istruzioni</i>	8
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	9
4.1	CALCESTRUZZO	9
4.1.1	<i>Calcestruzzo per fondazione e elevazione</i>	9
4.1.2	<i>Calcestruzzo pali di fondazione</i>	9
4.1.3	<i>Calcestruzzo per riempimento micropali</i>	10
4.2	ACCIAIO	10
4.2.1	<i>Acciaio per cemento armato</i>	10
4.2.2	<i>Acciaio armatura micropalo</i>	10
5	INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOTECNICO	11
5.1	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO AI FINI DEL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA	11
6	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLU) IN CONDIZIONI STATICHE	12
6.1	VERIFICA A STABILITÀ GLOBALE	13
6.2	VERIFICA A CARICO LIMITE DEI PALI DI FONDAZIONE	13
6.3	VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE	15
7	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLV) IN CONDIZIONI SISMICHE	16
8	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE)	18
8.1	CALCOLO DEI CEDIMENTI (SLE)	19
9	VERIFICHE STRUTTURALI SLU	20
9.1	CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.	20
9.2	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE	20
9.3	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO	20
10	VERIFICHE STRUTTURALI SLE	22
10.1	VERIFICHE ALLE TENSIONI	22
10.2	VERIFICHE A FESSURAZIONE	22
11	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	24
11.1	PESI PROPRI	24
11.1	CARICHI PERMANENTI: SPINTA DEL TERRENO	25
11.2	CARICHI PERMANENTI: SOVRASTRUTTURA FERROVIARIA	28
11.3	CARICHI MOBILI DA TRAFFICO FERROVIARIO	28
11.4	VERIFICA REQUISITI S.T.I. PER OPERE MINORI SOTTOBINARIO: CARICO EQUIVALENTE	29
11.5	AZIONE SISMICA	32
11.5.1	<i>Vita nominale</i>	33
11.5.2	<i>Classe d'uso</i>	33
11.5.3	<i>Periodo di riferimento</i>	34
11.5.4	<i>Valutazione dei parametri di pericolosità sismica</i>	34
11.5.5	<i>Caratterizzazione sismica del terreno</i>	35

MURI DI INTERBINARIO Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri	COMMESSA NN1X	LOTTO 00	CODIFICA D 78	DOCUMENTO CL MU0000 005	REV. C	FOGLIO 2 di 165
-----------------------------------------------------------------------	------------------	-------------	------------------	----------------------------	-----------	--------------------

12	COMBINAZIONE DI CARICO	40
13	PROGETTO E VERIFICA MODELLO 1	43
13.1	SCHEMA DI CALCOLO “PARATIA”	43
13.2	SCHEMA DI CALCOLO “PALO SINGOLO”	47
13.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SUI PALI DI FONDAZIONE	50
13.3.1	<i>Forze verticali e inerziali</i>	50
13.3.2	<i>Spinte in condizione statica</i>	52
13.3.3	<i>Spinte in condizione sismica+</i>	53
13.3.4	<i>Spinte in condizione sismica-</i>	54
13.4	VERIFICHE GEOTECNICHE	56
13.4.1	<i>Verifica a carico limite verticale – condizioni drenate</i>	56
13.4.2	<i>Verifica a carico limite verticale – condizioni non drenate</i>	58
13.4.3	<i>Verifica a carico limite orizzontale – condizioni drenate</i>	60
13.4.4	<i>Verifica a carico limite orizzontale – condizioni non drenate</i>	63
13.5	CALCOLO DEI CEDIMENTI	66
13.6	CONTROLLO DELLA MOBILITAZIONE DELLA SPINTA ATTIVA IN COND. SISMICHE	67
13.7	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE	69
13.8	VERIFICHE STRUTTURALI	73
13.8.1	<i>Calcolo delle sollecitazioni</i>	73
14	VERIFICA SLU	75
15	VERIFICA SLE – TENSIONE	76
16	VERIFICA SLE – FESSURAZIONE	76
17	VERIFICHE STRUTTURALI – PALI DI FONDAZIONE	77
18	PROGETTO E VERIFICA MODELLO 2	87
18.1	SCHEMA DI CALCOLO “PARATIA”	87
18.2	SCHEMA DI CALCOLO “PALO SINGOLO”	91
18.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SUI PALI DI FONDAZIONE	94
18.3.1	<i>Forze verticali e inerziali</i>	94
18.3.2	<i>Spinte in condizione statica</i>	96
18.3.3	<i>Spinte in condizione sismica+</i>	97
18.3.4	<i>Spinte in condizione sismica-</i>	98
18.4	VERIFICHE GEOTECNICHE	100
18.4.1	<i>Verifica a carico limite verticale – condizioni drenate</i>	100
18.4.2	<i>Verifica a carico limite verticale – condizioni non drenate</i>	102
18.4.3	<i>Verifica a carico limite orizzontale – condizioni drenate</i>	104
18.4.4	<i>Verifica a carico limite orizzontale – condizioni non drenate</i>	107
18.5	CALCOLO DEI CEDIMENTI	110
18.6	CONTROLLO DELLA MOBILITAZIONE DELLA SPINTA ATTIVA IN COND. SISMICHE	111
18.7	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE	113
18.8	VERIFICHE STRUTTURALI	117
18.8.1	<i>Calcolo delle sollecitazioni</i>	117
19	VERIFICA SLU	119
20	VERIFICA SLE – TENSIONE	120
21	VERIFICA SLE – FESSURAZIONE	120
22	VERIFICHE STRUTTURALI – PALI DI FONDAZIONE	121
23	PROGETTO E VERIFICA MODELLO 3	131
23.1	SCHEMA DI CALCOLO “PARATIA”	131

23.2	SCHEMA DI CALCOLO “PALO SINGOLO”	136
23.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SUI PALI DI FONDAZIONE.....	139
23.3.1	<i>Forze verticali e inerziali</i>	139
23.3.2	<i>Spinte in condizione statica</i>	141
23.3.3	<i>Spinte in condizione sismica+</i>	142
23.3.4	<i>Spinte in condizione sismica-</i>	143
23.4	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	145
23.4.1	<i>Verifica a carico limite verticale</i>	145
23.4.2	<i>Verifica a carico limite orizzontale – condizioni drenate</i>	150
23.4.3	<i>Verifica a carico limite orizzontale – condizioni non drenate</i>	152
23.5	CALCOLO DEI CEDIMENTI	154
23.6	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE.....	155
23.7	VERIFICHE STRUTTURALI	159
23.7.1	<i>Calcolo delle sollecitazioni</i>	159
24	VERIFICA SLU.....	161
25	VERIFICA SLE – TENSIONE	162
26	VERIFICA SLE – FESSURAZIONE	162
27	VERIFICHE STRUTTURALI – PALI DI FONDAZIONE	163
28	INCIDENZA	165

1 PREMESSA

Il presente documento illustra le valutazioni effettuate in merito ai muri di interbinario che sono stati concepiti al fine di gestire l'affiancamento tra la Metroferrovia di nuova costruzione e la Linea Storica Salerno-Battipaglia.

La scelta dipende essenzialmente da due misure, ovvero dalla distanza altimetrica tra le due linee che di seguito sarà denominata per semplicità D e la distanza planimetrica tra le due linee che chiameremo per semplicità i .

In base alla distanza altimetrica D sono state individuate tre categorie:

- Categoria 1 con $D \leq 0.50\text{m}$
- Categoria 2 con $0.50\text{m} < D \leq 1.00\text{m}$
- Categoria 3 con $D > 1.00\text{m}$

In base alla distanza planimetrica i sono state individuate altre quattro categorie:

- Categoria A con $i > 6.50\text{m}$
- Categoria A* con le stesse caratteristiche della Categoria A ma con canaletta più profonda;
- Categoria B con $5.50\text{m} < i \leq 6.50\text{m}$
- Categoria C con $4.75\text{m} < i \leq 5.50\text{m}$
- Categoria D con $4.00\text{m} < i \leq 4.75\text{m}$
- Categoria E con le stesse caratteristiche della Categoria A ma in corrispondenza di interferenze con passerelle pedonali.

Quando le due linee hanno la stessa quota ($D=0$) la loro distanza planimetrica i varia tra un minimo di 4.00 m fino a un massimo di 4.75 m ovvero rientra sempre nella categoria D, questo è l'unico caso in cui non viene inserita alcuna opera di interbinario.

In base alle precedenti categori sono state individuate le seguente sezioni tipo:

- TipoA1 – A1*: $i > 6.50\text{m}$ e $D \leq 0.50\text{m}$
- TipoA2 – A2* - E2: $i > 6.50\text{m}$ e $0.50\text{m} < D \leq 1.00\text{m}$
- TipoA3 – A3* - E3: $i > 6.50\text{m}$ e $D > 6.50\text{m}$
- TipoB1: $5.50\text{m} < i \leq 6.50\text{m}$
- TipoB2: $5.50\text{m} < i \leq 6.50\text{m}$ e $0.50\text{m} < D \leq 1.00\text{m}$
- TipoB3: $5.50\text{m} < i \leq 6.50\text{m}$ e $D > 6.50\text{m}$
- TipoC1: $4.75\text{m} < i \leq 5.50\text{m}$ e $D \leq 0.50\text{m}$
- TipoC2: $4.75\text{m} < i \leq 5.50\text{m}$ e $0.50\text{m} < D \leq 1.00\text{m}$
- TipoC3: $4.75\text{m} < i \leq 5.50\text{m}$ e $D > 6.50\text{m}$;
- TipoD1: $4.00\text{m} < i \leq 4.75\text{m}$ e $D < 0.50\text{m}$;

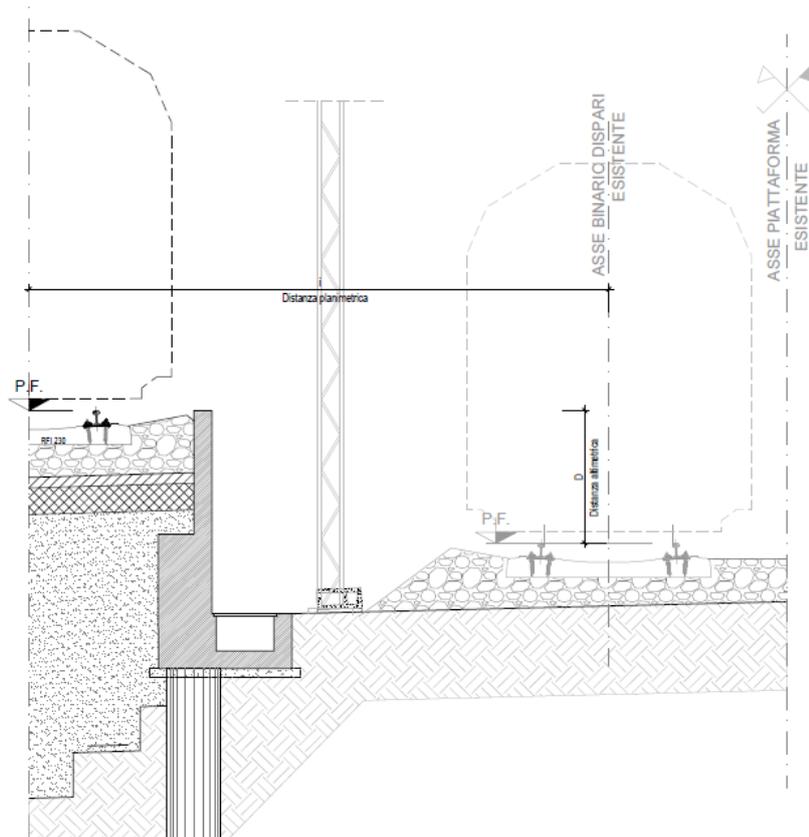


Figura 1 – Distanza altimetrica e planimetrica tra i due assi.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera di sostegno oggetto di studio consiste in un muro di sostegno su pali con un singolo allineamento. Per il dimensionamento si considerano tre tipologie differenti:

- il Modello 1 è costituito da un muro di altezza massima pari a 2.7 m e pali di diametro 600 mm, interasse 1.80 m e lunghezza di 7 m. L'opera ha un paramento di altezza e spessore pari rispettivamente a 1.40 m e 0.20 m, e una fondazione di altezza e spessore pari rispettivamente a 1.3 m e 0.60 m. Il calcolo viene eseguito con un paramento di altezza pari a 0.70 m, a partire cioè da intradosso ballast, aggiungendo il peso di questo a monte dell'opera;
- il Modello 2 è costituito da un muro di altezza massima pari a 3.8 m e pali di diametro 600 mm, interasse 1.80 m e lunghezza di 10 m. L'opera ha un paramento di altezza e spessore pari rispettivamente a 1.40 m e 0.20 m, e una fondazione di altezza e spessore pari rispettivamente a 2.4 m e 0.60 m. Il calcolo viene eseguito con un paramento di altezza pari a 0.70 m, a partire cioè da intradosso ballast, aggiungendo il peso di questo a monte dell'opera;
- il Modello 3 è costituito da un muro di altezza massima pari a 2.7 m con micropali di diametro 250 mm, interasse 0.75 m e lunghezza pari a 9m. L'opera ha un paramento di altezza e spessore pari rispettivamente a 1.28 m e 0.20 m,

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	6 di 165

e una fondazione di altezza e spessore pari rispettivamente a 1.42 m e 1 m. Il calcolo viene eseguito con un paramento di altezza pari a 0.50 m, a partire cioè da intradosso ballast, aggiungendo il peso di questo a monte dell'opera;

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei muri su pali lungo il tracciato con indicati la tipologia di muro, la progressiva chilometrica, la lunghezza e l'altezza massima:

MU	TIPO MURO	DA	A	L	Htot,max	Limite	Lpalo	terreno
MU21	B2	0+879.25	0+930.24	51.7	2	<2.7	7	L1
MU21	C2	1+306.96	1+354.34	47.38	2.44	<2.7	7	L1
MU21	C3	1+354.34	1+378.03	23.69	2.7	<2.7	7	L1
MU21	B3	1+378.03	1+429.68	51.65	3	<3.8	10	L1
MU21	A3	1+429.68	1+564.53	134.85	3.79	<3.8	10	L1
MU22	A3	1+617.65	1+677.33	59.68	3.5	<3.8	10	L1
MU22	A2	1+677.33	1+686.07	8.74	2.47	<2.7	7	L3
MU22	B2	1+686.07	1+701.19	15.12	2.28	<2.7	7	L3
MU23	C2	2+233.32	2+350.62	119.13	2.44	<2.7	7	GS
MU23	C3	2+350.62	2+397.12	103.98	2.6	<2.7	7	GS
MU23	E3	2+397.12	2+408.82	11.7	2.6	<2.7	micropali	GS
MU23	C3	2+408.82	2+475.20	23.37	2.6	<2.7	7	GS
MU23	C2	2+475.20	2+473.20	16	2.44	<2.7	7	GS
MU23	B2	2+473.20	2+551.66	78.48	2.4	<2.7	7	GS
MU23	A2	2+551.66	2+613.06	61.4	2.13	<2.7	7	GS
MU24	A2	3+490.00	3+500.00	10	2.12	<2.7	7	L1
MU24	E2	3+500.00	3+524.50	24.5	2.5	<2.7	micropali	L1
MU24	E3	3+524.50	3+550.00	25.5	2.7	<2.7	micropali	L1
MU24	A3	3+550.00	3+564.61	14.72	2.72	<3.8	10	L1
MU25	A3	3+620.02	3+664.17	44.1	2.78	<3.8	10	L1
MU25	A2	3+664.17	3+719.30	55.12	2.53	<2.7	7	L1
MU26	A2	5+071.10	5+194.32	123.23	2.12	<2.7	7	L1
MU27	A2	5+207.2	5+315.27	108.07	2.09	<2.7	7	L2
MU27	A2	5+857.14	5+862.18	5.04	2.02	<2.7	7	L1
MU28	A2	5+874.51	5+927.85	52.54	2.5	<2.7	7	L1
MU28	A3	5+927.85	6+034.63	106.91	2.75	<3.8	10	L1
MU28	A2	6+034.63	6+054.71	20.08	2.44	<2.7	7	L1
MU29	A2	6+060.35	6+140.58	80.23	2.42	<2.7	7	S
MU29	A2	6+486.67	6+699.11	212.44	2.26	<2.7	7	L1
MU31	A2*	8+467.81	8+619.47	151.66	2.66	<2.7	7	L2
MU31	A3*	8+619.47	8+691.64	72.17	2.93	<3.8	10	L2

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 DOCUMENTI REFERENZIATI

I documenti utilizzati come input per il presente documento sono i seguenti:

3.1.1 Documenti di progetto

- NN1400D78RHGE0600001 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Relazione di caratterizzazione geotecnica generale”;
- NN1400D78L6GE0600001 ÷ NN1400D78L6GE0600006 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Profilo geotecnico linea – Tav. 1 ÷ 6”.

3.1.2 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

[N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - 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]. Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019

[N.4]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2

[N.5]. RFI DTC SI MA IFS 001 D Dicembre 2019 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

4.1 CALCESTRUZZO

4.1.1 Calcestruzzo per fondazione e elevazione

- classe di resistenza C32/40:
- Classe di esposizione XC4
- Copriferro 50 mm
- $R_{ck} = 40$ MPa Resistenza cubica caratteristica a compressione
- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.20$ N/mm² Resistenza caratteristica a compressione;
- $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 18.81$ N/mm² Resistenza di calcolo a compressione del cls;
- $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3.10$ N/mm² Resistenza media a trazione del cls;
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17$ N/mm² Resistenza caratteristica a trazione del cls;
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.44$ N/mm² Resistenza di calcolo a trazione del cls.
- $f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = 4.88$ N/mm² Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza del cls,

dove $\eta = 1.0$ per barre di diametro inferiore a 32 mm;

- $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 3.25$ N/mm² Resistenza di calcolo di aderenza del cls.
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20$ N/mm² Resistenza media cilindrica a compressione del cls;
- $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 33642.78$ N/mm² Modulo elastico del calcestruzzo
- $\sigma_c < 0.55 \cdot f_{ck} = 18.26$ N/mm² tensione massima di eserc. per il cls con comb. rara;
- $\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck} = 13.28$ N/mm² tensione massima di eserc. per il cls con comb. quasi perm

4.1.2 Calcestruzzo pali di fondazione

- classe di resistenza C32/40
- Classe di esposizione XD2
- Copriferro 60 mm;
- modulo elastico $E_c = 33.643$ N/mm²;
- resistenza caratteristica a compressione cilindrica $f_{ck} = 33.20$ N/mm²;
- resistenza media a compressione cilindrica $f_{cm} = 41.20$ N/mm²;
- resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 18.81$ N/mm²;
- resistenza a trazione (valore medio) $f_{ctm} = 3.10$ N/mm²;
- resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 2.17$ N/mm²;
- resistenza di progetto a trazione $f_{ctd} = 1,44$ N/mm².

4.1.3 Calcestruzzo per riempimento micropali

– classe di resistenza	C25/30
– modulo elastico	$E_c = 31.447 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 24,90 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = 32,90 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 14,11 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} = 2,56 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 1,79 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk} = 2,15 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} = 1,19 \text{ N/mm}^2$.

4.2 ACCIAIO

4.2.1 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

– acciaio	B450C
– tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;
– tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$;
– modulo elastico	$E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$.
– tensione massima di esercizio per l'acciai	$\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 337,50 \text{ N/mm}^2$.

4.2.2 Acciaio armatura micropalo

tipologia S275JR:

Rapporto a/c max	0.50
Classe di Resistenza minima	C25/30
Tipo di Cemento	CEM III-V

Si dovrà inoltre garantire il seguente requisito: Viscosità Marsh: 10-30 sec (ugello di 13mm)

5 INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOTECNICO

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella relazione geotecnica: si riportano di seguito i terreni su cui poggiano le opere analizzate lungo il tracciato, con i parametri fisici e meccanici ad essi assegnati. Da un'analisi dei dati a disposizione emerge che la stratigrafia del terreno sul quale verrà impostato il piano di posa della fondazione delle barriere antirumore e i relativi micropali è caratterizzato dai valori dei parametri di calcolo riportati.

Per le verifiche geotecniche si considera a favore di sicurezza l'unità geotecnica L1 essendo quella con caratteristiche peggiori.

	Peso di volume naturale	Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Coesione non drenata	Modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni	Nspt caratteristico	Permeabilità	Modulo di deformabilità "operativo" per opere di sostegno e fondazioni $E' = E_0/5$
	γ	ϕ'	c'	C_u	$E_0^{(1)}$		k	E'
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[colpi/30 cm]	[m/s]	[MPa]
Limo scarsa consistenza L1	19	23	3	35	140	<10	$3,5 \cdot 10^{-6}$	28

La falda è considerata ad una profondità di 4.30 m da p.c.

5.1 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO AI FINI DEL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

Come riportato dettagliatamente nella relazione geologica, l'analisi dell'assetto stratigrafico e dei valori di $V_{S,30}$ disponibili dalle prove sismiche Masw ha permesso di definire la categoria di sottosuolo come "C e E".

Nel seguito, a vantaggio di sicurezza, si assume l'intera area di progetto appartenente alla categoria di sottosuolo di fondazione "E" ovvero "Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m".

6 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLU) IN CONDIZIONI STATICHE

Nelle verifiche di sicurezza si è preso in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo sia a breve termine sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Per i muri di sostegno si considerano i seguenti Stati Limite Ultimi:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- Scorrimento sul piano di posa;
- Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- Ribaltamento;
- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

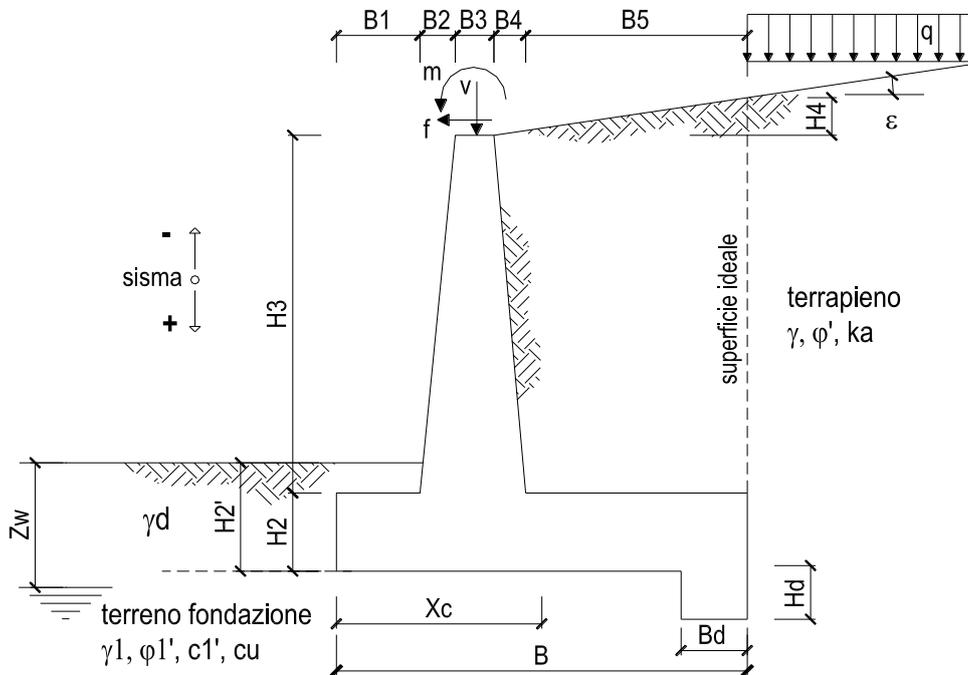
La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al §6.8 delle NTC2018, secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC18.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI delle NTC18.

Il progetto e la verifica dei muri di sostegno sono stati effettuati con l'ausilio di fogli di calcolo nei quali vengono implementate tutte le caratteristiche geometriche dei muri insieme ai parametri di resistenza geotecnica.

L'angolo di attrito tra paramento e terreno, δ , si assume pari a 2/3 dell'angolo d'attrito interno δ .

Le caratteristiche geometriche sono riportate sinteticamente nel seguente schema:



6.1 VERIFICA A STABILITÀ GLOBALE

Per le verifiche di stabilità dei pendii naturali si ricorre, nell'ambito dei metodi all'equilibrio limite, ai cosiddetti metodi delle strisce, in particolare il metodo di Bishop. Si ipotizza una superficie cilindrica di scorrimento potenziale, S , si suddivide idealmente la porzione di terreno delimitato da questa e dalla superficie topografica in n conci e si analizza l'equilibrio limite di ciascun concio.

6.2 VERIFICA A CARICO LIMITE DEI PALI DI FONDAZIONE

La verifica a carico limite verticale dei pali di fondazione viene condotta confrontando il carico limite di un palo Q_{lim} , dato dalla somma della resistenza alla base Q_b e della resistenza laterale Q_s , con il valore di progetto (che tiene conto dei coefficienti parziali di sicurezza) del carico applicato in testa al palo Q_{Ed} .

$$Q_{lim} = Q_b + Q_s = \frac{\pi d^2}{4} p + \pi d \int_0^L s \cdot dz$$

$$p = N_q \sigma_{vL} + N_c c \quad \text{con} \quad N_c = (N_q - 1) ctg \varphi$$

Dove con p si indica la resistenza unitaria alla punta, con s la resistenza allo scorrimento all'interfaccia laterale palo-terreno, con d il diametro e con L la lunghezza del palo e con σ'_{vL} la tensione litostatica verticale alla profondità L .

Come ogni analisi geotecnica, anche il calcolo del carico limite di un palo si riferisce sia alle condizioni drenate sia alle condizioni non drenate. Nel primo caso, il calcolo viene agevolmente condotto in termini di tensioni efficaci, mentre, nel secondo caso risulta in genere più agevole eseguirlo in termini di tensioni totali.

Il modello di calcolo impiegato è quello proposto da Berezantzev et al. (1961) che ipotizza l'esistenza di una sorta di effetto silo per il quale la tensione verticale $\sigma'_v L$ risulterebbe minore della tensione litostatica.

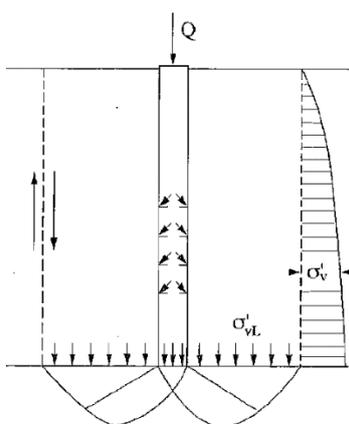


Figura 4 – Valori effetto silo (Berezantzev et al. 1961).

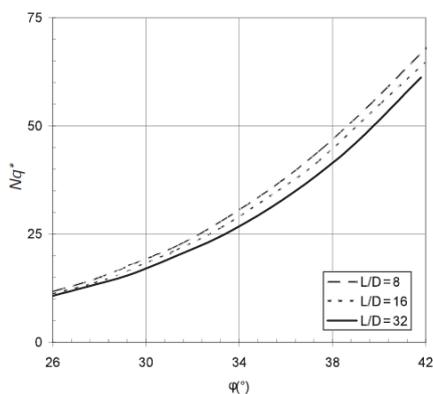


Figura 5 – Valori di N_q secondo Berezantzev 1965.

Il coefficiente N_q risulta funzione decrescente del rapporto L/d oltre che funzione crescente dell'angolo di attrito.

6.3 VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite di un palo verticale sotto l'azione di una forza orizzontale è stato valutato facendo riferimento alla teoria sviluppata da Broms (1964). Si assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido-perfettamente plastico e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento δ e rimanga poi costante al crescere dello spostamento stesso.

Per quanto riguarda la resistenza del terreno, si considera separatamente il caso di rottura non drenata, analizzato in termini di tensioni totali (terreno coesivo; $c = c_u$; $\phi=0$) e quello di rottura drenata (terreno incoerente; $c'=0$; $\phi' \neq 0$).

In ambedue i casi il terreno è stato assunto come omogeneo e cioè avente proprietà costanti con la profondità.

I possibili meccanismi di rottura per un palo vincolato alla sua estremità attraverso un vincolo che ne impedisca totalmente o parzialmente la rotazione sono rappresentati in figura e possono essere indicati come rottura a palo "corto", "intermedio" e "lungo".

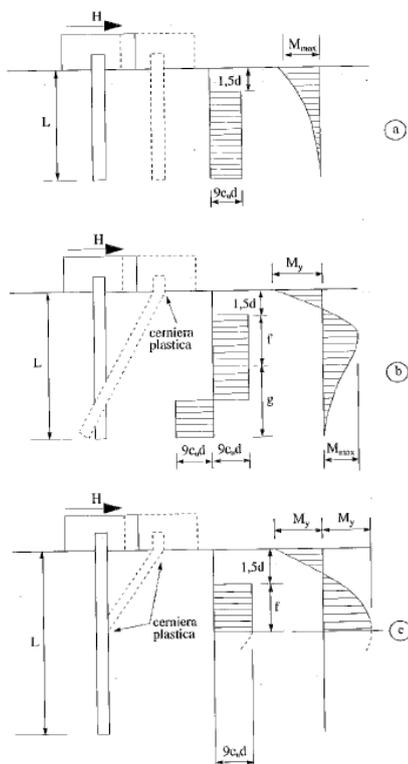


Figura 6 – a) palo corto; b) palo intermedio; c) palo lungo.

7 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLV) IN CONDIZIONI SISMICHE

L'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici e i metodi degli spostamenti.

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

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

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

$$k_h = \beta_m \frac{a_g}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

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

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

g = accelerazione di gravità.

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

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

dove:

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

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

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

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

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

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

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

In condizioni sismiche deve essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro – terreno con i criteri indicati al paragrafo 7.11.4 delle NTC2018.

Come indicato dal Manuale di Progettazione RFI al §3.10.3.1, i valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali, nelle verifiche allo stato limite ultimo, saranno assunti come definito al par. 7.11.6.2.1. delle NTC 2018 anche per i muri su pali, con l'avvertenza di sostituire le relazioni 7.11.6 e 7.11.7 delle stesse norme tecniche con le espressioni di seguito riportate:

$$k_h = 2 \cdot \beta_m \cdot S_T \cdot S_s \cdot \frac{a_g}{g} \qquad k_v = \frac{1}{2} \cdot k_h$$

Per opere particolari con terrapieno in falda occorre tener conto degli effetti, diversi in ragione della permeabilità, indotti dall'azione sismica sullo scheletro solido e sull'acqua interstiziale.

Spinta sismica

La teoria di Mononobe – Okabe fa uso del metodo dell'equilibrio limite e può essere considerata una estensione della teoria di Coulomb, in cui, alle usuali spinte al contorno del cuneo instabile di terreno, sono sommate anche le azioni inerziali orizzontali e verticali dovute all'accelerazione delle masse.

Le spinte Attiva e Passiva si calcolano come:

$$S_{a,t} = \frac{1}{2} \gamma \cdot k_{as} \cdot h^2 \cdot (1 \mp k_v)$$

Il coefficiente k_{as} è valutato, quindi, secondo tale formulazione, in cui i simboli usati sono:

ϕ = angolo di attrito interno del terrapieno;

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro;

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del profilo del terrapieno;

δ = angolo di attrito terrapieno – muro;

θ = angolo di rotazione addizionale definito come segue.

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Il coefficiente per stati di spinta attiva si divide in due casi:

$$\beta \leq \phi - \theta \rightarrow k_{as} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta \rightarrow k_{as} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

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

8 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE)

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione [6.2.7] delle NTC 2018:

$$E_d \leq C_d$$

essendo E_d e C_d rispettivamente il valore di progetto dell'effetto delle azioni e il prescritto valore limite dell' effetto delle azioni (spostamenti, rotazioni, distorsioni, ecc.).

In particolare, dovranno essere valutati gli spostamenti delle opere di sostegno e del terreno circostante per verificarne la compatibilità con la funzionalità delle opere stesse e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

Per i lavori e le opere da realizzare in prossimità di linee ferroviarie già in esercizio, le verifiche agli SLE dovranno essere condotte assumendo come limite degli spostamenti indotti durante la costruzione sui binari in esercizio i valori limite dei difetti riferiti al secondo livello di qualità descritti nella specifica tecnica RFI TCAR ST AR 01 001 D “Standard di qualità geometrica del binario con velocità fino a 300 km/h” e relativi allegati.

Qualora vengano superati i limiti riferiti al primo livello di qualità, il progetto dovrà prevedere l'esecuzione di un monitoraggio del binario durante la costruzione al fine di controllare l'effettivo andamento delle deformazioni.

8.1 CALCOLO DEI CEDIMENTI (SLE)

Il calcolo dei cedimenti di una palificata è stato effettuato valutando in prima battuta il cedimento del palo singolo attraverso la seguente espressione:

$$\delta = \beta \cdot F_{ck} / E \cdot L$$

In cui: β è un coefficiente di influenza adimensionale funzione di L/D e del modello di sottosuolo adottato;

F_{ck} è il carico caratteristico agente;

E è il modulo elastico del terreno;

L è la lunghezza del palo.

Per l'espressione di β si è fatto riferimento all'espressione proposta da Poulos e Davis (1981):

$$\beta = 0,5 + \text{Log}\left(\frac{L_u}{D}\right)$$

Il cedimento medio della palificata è stato poi determinato come il prodotto del cedimento δ del palo isolato, a parità di carico medio, per un coefficiente di amplificazione R_g (coefficiente di riduzione del gruppo) legato alla geometria della fondazione.

9 VERIFICHE STRUTTURALI SLU

Le verifiche sono condotte nel rispetto di quanto dichiarato nell'istruttoria RFI DTC INC PO SP IFS 001 A § 1.8.3.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15;

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali e geotecniche condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

9.1 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

9.2 VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

9.3 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM17/01/2018, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\}$$

- valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 005

C

21 di 165

- valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \text{ con } d \text{ in mm};$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0.02;$$

A_{s1} è l'area dell'armatura tesa;

b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd};$$

N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

$1 \leq \text{cot}\theta \leq 2.5$ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave;

A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

s è il passo delle staffe;

f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$ è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;

$\alpha_{cw} = 1$ è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

10 VERIFICHE STRUTTURALI SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato

10.1 VERIFICHE ALLE TENSIONI

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Manuale di progettazione opere civili"

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0,75 f_{yk}$

10.2 VERIFICHE A FESSURAZIONE

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e condizioni ambientali.

Risultando:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dalle specifiche RFI (Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario – Requisiti concernenti la fessurazione per strutture in c.a., c.a.p. e miste acciaio-calcestruzzo) secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

Combinazione Caratteristica (Rara)

$$\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura prevista al punto "C4.1.2.2.4.5 Verifica allo stato limite di fessurazione" della Circolare n.7/19.

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 005

C

24 di 165

11 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

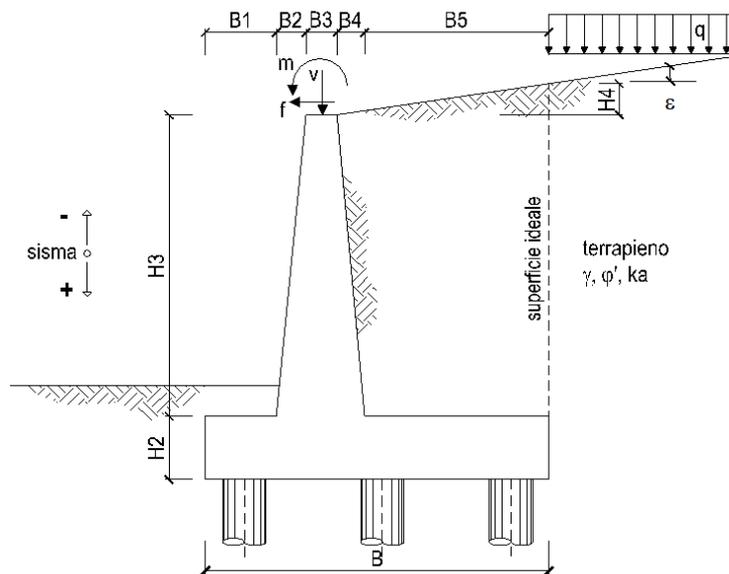
Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Tutti i carichi elementari si riferiscono all'unità di sviluppo del muro, pertanto sono tutti definiti rispetto all'unità di lunghezza.

11.1 PESI PROPRI

Il peso proprio del muro è calcolato in automatico dal foglio di calcolo elettronico.

I dati di input per i muri su fondazione diretta sono i seguenti:



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	0.70	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.20	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	0.60	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.30	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0.40	(m)

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

MURI DI INTERBINARIO Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	25 di 165

11.1 CARICHI PERMANENTI: SPINTA DEL TERRENO

A tergo del muro agisce la spinta del terreno del rilevato.

La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta attiva k_a .

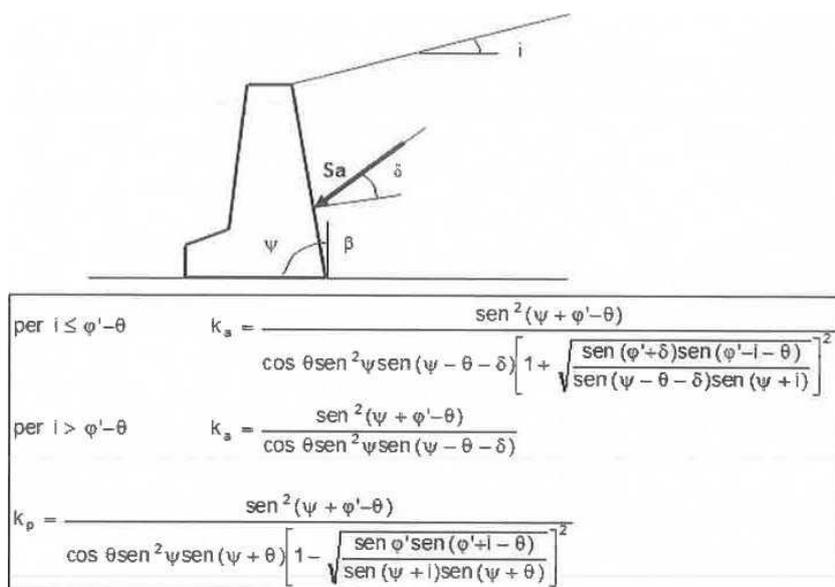


Figura 7 – Coefficiente di spinta attiva e passiva.

La spinta sull'opera di sostegno dovrà essere applicata sul piano verticale, assunto come paramento virtuale del muro, definito a partire dall'estremo a monte della scarpa di fondazione.

Su tale paramento l'angolo di inclinazione δ della risultante della spinta (applicata ad 1/3 dell'altezza del paramento virtuale) si potrà assumere uguale a 2/3 dell'angolo di resistenza al taglio del terreno φ' .

Dati Geotecnici			valori caratteristici	valori di progetto
			SLE	STR/GEO
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ' 38.00	38.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ' 20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ 25.33	25.33

Il calcolo della spinta del terreno sulle opere di sostegno fondate su pali è stato effettuato valutando l'entità degli spostamenti che mobilitano la spinta attiva, come suggerito dalla seguente tabella desunta dall'EC7 – Parte 1 – Annesso C (C.3 “Movements to mobilise limit earth pressures):

Table C.1 — Ratios v_a/h

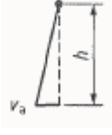
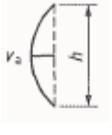
Kind of wall movement		v_a/h loose soil %	v_a/h dense soil %
a)		0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
b)		0,2	0,05 to 0,1
c)		0,8 to 1,0	0,2 to 0,5
d)		0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
where: v_a is the wall motion to mobilise active earth pressure h is the height of the wall			

Tabella 2 – Valori degli spostamenti che mobilitano la spinta attiva.

In condizioni statiche, si ipotizza che gli spostamenti siano di entità inferiore alla mobilitazione della spinta attiva e si procederà al calcolo delle spinte adottando il coefficiente di spinta a riposo:

$$k_0 = 1 - \text{sen}\phi$$

In condizioni sismiche, l'entità degli spostamenti dipende principalmente dall'intensità dell'azione sismica e dalla rigidità del sistema pali-terreno; pertanto, la possibilità di ammettere la mobilitazione della spinta attiva è subordinata alla valutazione degli spostamenti dell'opera e potrà essere valutata caso per caso. Cautelativamente, la valutazione degli spostamenti, da effettuarsi calcolando le spinte come somma della spinta attiva in condizioni statiche e dell'incremento di spinta attiva in condizioni sismiche, sarà riferita alla base dell'opera (i.e. alla sommità della palificata) e il confronto con i valori di riferimento per la mobilitazione della spinta attiva sarà effettuato in accordo con lo schema b) della tabella estratta dall'EC7 per terreni addensati (rilevati stradali e ferroviari). L'altezza

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 005

C

27 di 165

h rispetto alla quale effettuare la verifica corrisponde all'altezza totale dell'opera su cui agisce la spinta del terreno, comprensiva dello spessore della fondazione.

Pertanto, per il muro "tipo 5" risulta:

$va = 10.07 \text{ mm}$ (spostamento sismico minimo in testa al palo)

$va/h = 10.07\text{mm}/2000\text{mm} = 0,005035 = 0,5\% > 0,1$

Dalla verifica è possibile osservare che, per il particolare caso in esame, ricorrono sempre le condizioni di attivazione della spinta attiva.

11.2 CARICHI PERMANENTI:SOVRASTRUTTURA FERROVIARIA

Il manuale di progettazione ove non si eseguano valutazioni più dettagliate prevede per la determinazione dei carichi permanenti portati relativi al peso della massicciata e dell'armamento (sovrastuttura ferroviaria) che potrà effettuarsi assumendo, convenzionalmente, un peso di volume pari a $18,0 \text{ kN/m}^3$ applicato sull'impronta del ballast, per una altezza media fra il piano del ferro (P.F.) e l'estradosso del sub-ballast pari a $0,80 \text{ m}$ (al carico è stato poi applicato un coefficiente parziale di sicurezza pari a $1,5$).

$$p = 18,0 \text{ kN/m}^3 \times 0,80 \text{ m} = 14,40 \text{ kPa.}$$

11.3 CARICHI MOBILI DA TRAFFICO FERROVIARIO

Le azioni variabili su opere di sostegno sono definite dal par. 3.5.2.3.4 del Manuale di progettazione Parte II – Sezione 3 Corpo Stradale.

Per quanto attiene il sovraccarico ferroviario si applica il carico verticale dovuto al treno di carico SW2 uniformemente distribuito su una larghezza trasversale di calcolo fino a livello del piano campagna. Il treno di carico SW2 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

Il treno di carico SW2 è schematizzato nella figura seguente.

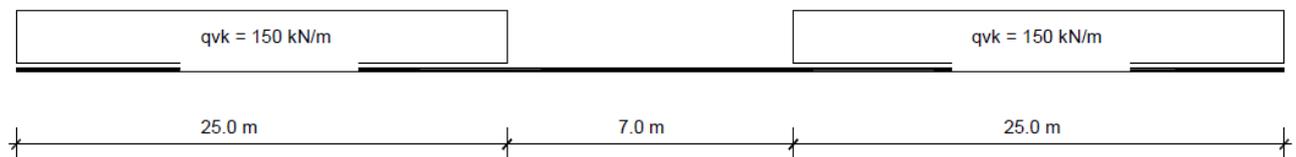


Figura 8 – Treno di carico SW2.

Per la ripartizione si considera

- $B_t = 2,40 \text{ m} + 2 \times 0,40 \text{ m} = 2,60 \text{ m}$

I carichi verticali sono definiti per mezzo dei modelli di carico elencati nella seguente tabella. I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico debbono moltiplicarsi per il coefficiente α che deve assumersi come da tabella seguente:

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

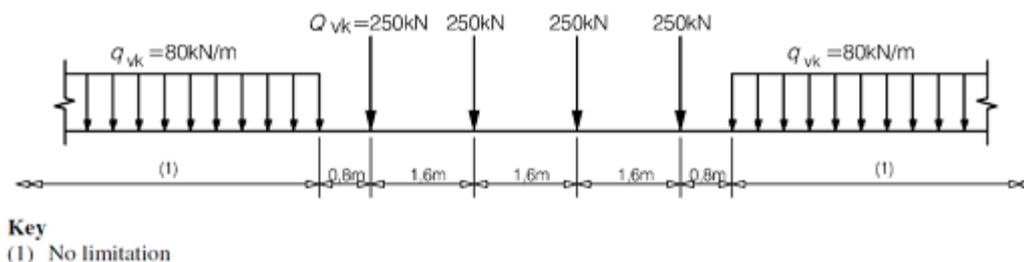
Figura 9 – Coefficienti α per modelli di carico.

Il valore considerato di carico distribuito in corrispondenza della zona sopra la soletta, risulta dunque:

$$Q = 150 \text{ kN} \quad q_{var} = (150/2.60) \cdot 1.0 = 57.7 \text{ kN/m}^2$$

11.4 VERIFICA REQUISITI S.T.I. PER OPERE MINORI SOTTOBINARIO: CARICO EQUIVALENTE

Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.



Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla stessa norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale, il carico verticale equivalente a metro lineare agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm dal piano del ferro) risulta pari a:

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

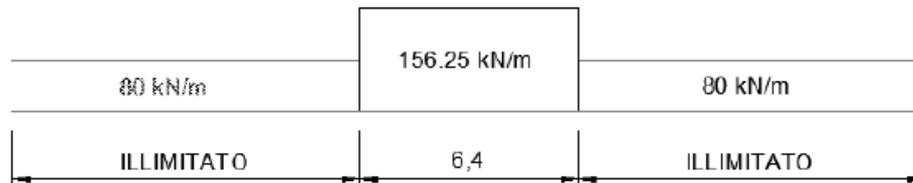
D 78

CL MU0000 005

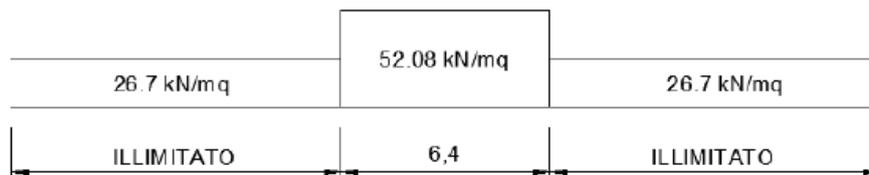
C

30 di 165

$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kPa}$$



Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 3.0 m secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC:2010, si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:



A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

Tabella 11

Fattore alfa (α) per la progettazione di strutture nuove

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa (α)
P1, P2, P3, P4	1,0
P5	0,91
P6	0,83
P1520	Punto in sospenso
P1600	1,1
F1, F2, F3	1,0
F4	0,91
F1520	Punto in sospenso
F1600	1,1

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

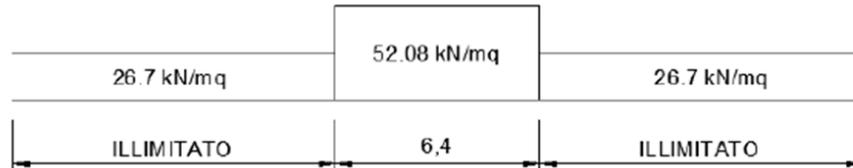
D 78

CL MU0000 005

C

31 di 165

Nel caso in esame, il coefficiente α è pari ad 1.0 perché le categorie di traffico sono P2-P4 per il traffico passeggeri ed F1 per il traffico merci per cui, alle opere si applicano i seguenti carichi equivalenti:



Considerando la ripartizione dei carichi attraverso il sottostante rilevato fino alla quota della testa dell'opera di sostegno con un angolo pari all'angolo di attrito interno del terreno (38°) si ottiene un carico in corrispondenza del piano orizzontale alla quota della testa dell'opera di sostegno pari a:

$$q_{\text{var}} = (52.08 \text{ kN/m}^2 \times 3.0\text{m}) / (3.0\text{m} + 2 \times 0.4\text{m} \times 1/4) = 48.82 \text{ kN/m}^2$$

Ai fini delle verifiche del carico equivalente si considera, in tutte le relazioni di calcolo specifiche, il carico equivalente SW2 pari a 57.69 kN/m^2 a vantaggio di sicurezza rispetto ai 48.82 kN/m^2 calcolati con riferimento alle STI.

11.5 AZIONE SISMICA

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4 del D.M. 2018.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell’azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di a_g , F_0 e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

MURI DI INTERBINARIO Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri	COMMESSA NN1X	LOTTO 00	CODIFICA D 78	DOCUMENTO CL MU0000 005	REV. C	FOGLIO 33 di 165
-----------------------------------------------------------------------	------------------	-------------	------------------	----------------------------	-----------	---------------------

11.5.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per la definizione della Vita Nominale da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria si rimanda al “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”;

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale [V_N] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE ESISTENTI OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITA' CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ ($V < 250$ km/h)	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ ($V \geq 250$ Km/h)	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) - La medesima V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di RFI. (

Nel caso in esame si considera $V_N = 75$.

11.5.2 Classe d'uso

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

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle

strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Nel caso in esame si considera $C_U = 1.5$.

11.5.3 Periodo di riferimento

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

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \cdot 1.50 = 112.5 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

11.5.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

	STATO LIMITE	P_{VR}: probabilità di superamento nel periodo di riferimento
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
SLU	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%

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

da cui si ottiene:

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R (anni)
SLE	SLO	68
	SLD	113
SLU	SLV	1068
	SLC	2193

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati, il periodo T_R in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a $T_R = 1068$ anni.

Le strutture di progetto avranno quindi i seguenti parametri sismici:

- vita nominale $V_N = 75$;
- periodo di riferimento pari a $V_R = 112.5$;
- il periodo T_R in corrispondenza dello SLV sarà pari a $T_R = 1068$ anni.

11.5.5 Caratterizzazione sismica del terreno

Categorie di Sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2018.

Si considera cautelativamente la Categoria E.

Condizioni topografiche

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

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

Le categorie topografiche appena definite si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m. L'area interessata risulta classificabile come T1.

Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_S \cdot S_T$ e di C_C in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle che sono riportate di seguito:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_C^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_C^*)^{-0.40}$

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Il valore del coefficiente di amplificazione topografica è posto pari a $S_T = 1$

I valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a $S_s = 1,600$ e $C_c = 1,546$

Parametri sismici di calcolo

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 14.8743 LATITUDINE: 40.6435

Ricerca per comune

REGIONE: Campania PROVINCIA: Salerno COMUNE: Pontecagnano

Elaborazioni grafiche:
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Controllo sul reticolo:
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione: media ponderata

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

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N : info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U : info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : info

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

Stati limite di esercizio - SLE: $\left\{ \begin{array}{l} \text{SLO} - P_{VR} = 81\% \end{array} \right.$ info

$\left\{ \begin{array}{l} \text{SLD} - P_{VR} = 63\% \end{array} \right.$ info

Stati limite ultimi - SLU: $\left\{ \begin{array}{l} \text{SLV} - P_{VR} = 10\% \end{array} \right.$ info

$\left\{ \begin{array}{l} \text{SLC} - P_{VR} = 5\% \end{array} \right.$ info

Elaborazioni:
 Grafici parametri azione
 Grafici spettri di risposta
 Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO:
 - - - - - Strategia per costruzioni ordinarie
 Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLV** info

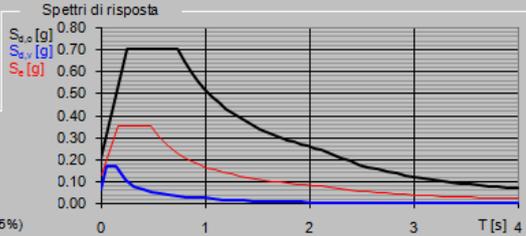
Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **E** info $S_E = 1.600$ $C_C = 1.546$ info
 Categoria topografica: **T1** info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%): **5** $\eta = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 : **1** Regol. in altezza: **no** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q : **1** $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

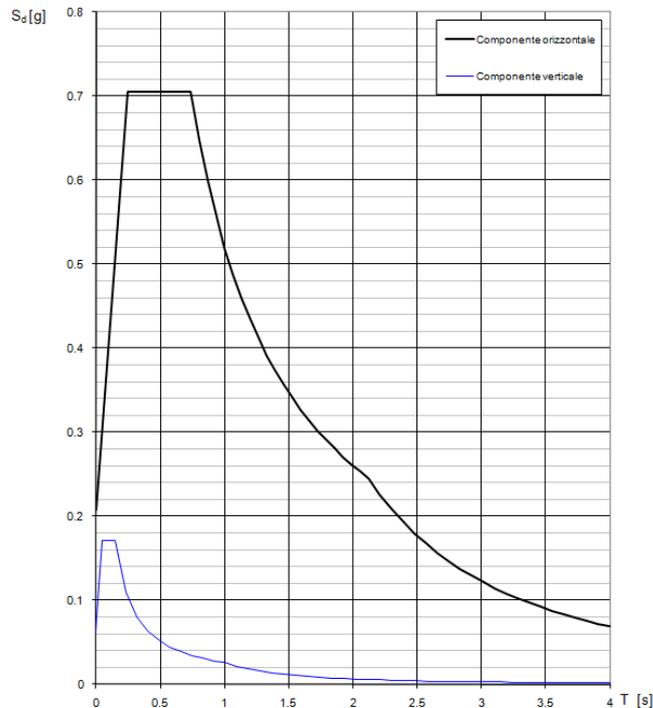
Spettri di risposta



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

INTRO FASE 1 FASE 2 FASE 3

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato \$LV\$
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_s	0.130 g
F_o	2.710
T_c	0.477 s
S_s	1.600
C_c	1.546
S_T	1.000
q	0.800

Parametri dipendenti

S	1.600
η	1.250
T_B	0.246 s
T_c	0.738 s
T_D	2.121 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_c \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.208
T_B	0.246	0.705
T_c	0.738	0.705
	0.804	0.648
	0.870	0.598
	0.935	0.556
	1.001	0.520
	1.067	0.488
	1.133	0.459
	1.199	0.434
	1.265	0.412
	1.330	0.391
	1.396	0.373
	1.462	0.356
	1.528	0.341
	1.594	0.327
	1.660	0.314
	1.726	0.302
	1.791	0.291
	1.857	0.280
	1.923	0.271
	1.989	0.262
	2.055	0.253
T_D	2.121	0.245
	2.210	0.226
	2.300	0.209
	2.389	0.193
	2.479	0.180
	2.568	0.167
	2.658	0.156
	2.747	0.146
	2.837	0.137
	2.926	0.129
	3.016	0.121
	3.105	0.114
	3.195	0.108
	3.284	0.102
	3.374	0.097
	3.463	0.092
	3.553	0.087
	3.642	0.083
	3.732	0.079
	3.821	0.076
	3.911	0.072
	4.000	0.069

Avendo calcolato i parametri con cui determinare l'azione sismica che andrà ad assoggettare la nostra struttura, si esegue ora la valutazione della forza effettiva che il sisma induce sulle barriere.

12 COMBINAZIONE DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3:

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots,$$

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots;$$

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots;$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Gli effetti dell'azione sismica vanno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito. In particolare si segnala che i pesi propri dei pannelli sono stati considerati come carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti, quindi sono stati adottati gli stessi coefficienti validi per i carichi permanenti; inoltre l'azione del vento ed aerodinamica verranno considerate come un'unica azione variabile.

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	41 di 165

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico g_r della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	g_{r1}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di carico	g_{r2}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	g_{r3}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{r4}	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione SLU e SLE	0,80 0,0	0,0 0,0	0,0 0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

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

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

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

13 PROGETTO E VERIFICA MODELLO 1

13.1 SCHEMA DI CALCOLO “PARATIA”

Il modello di calcolo è costituito da una paratia di pali di diametro 600 mm e interasse 1.80 m e lunghezza pari a 7 m.

Il muro è stato schematizzato con forma rettangolare, avente peso pari al peso dell'elemento reale.

Si è considerato uno scavo fino a quota testa pali.

I carichi agenti applicati sono il peso del ballast (14.4 kPa) e l'azione del treno (57.7 kPa).

Il terreno in cui si intestano i pali è rilevato ferroviario al di sotto dell'asse del binario e unità geotecnica L1 per la restante parte.

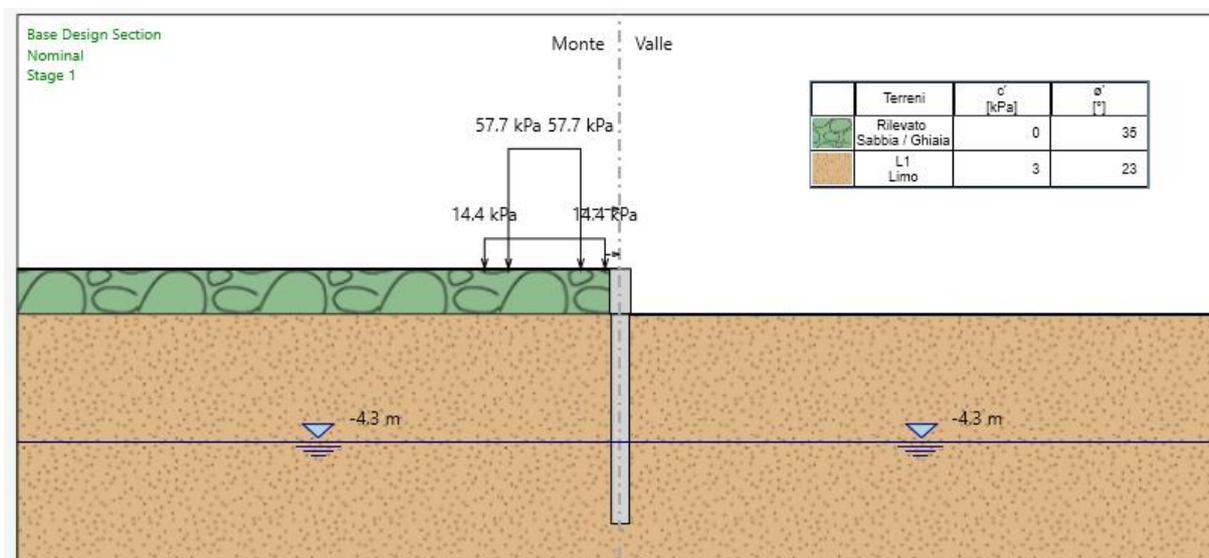


Figura 10 – Condizioni statiche.

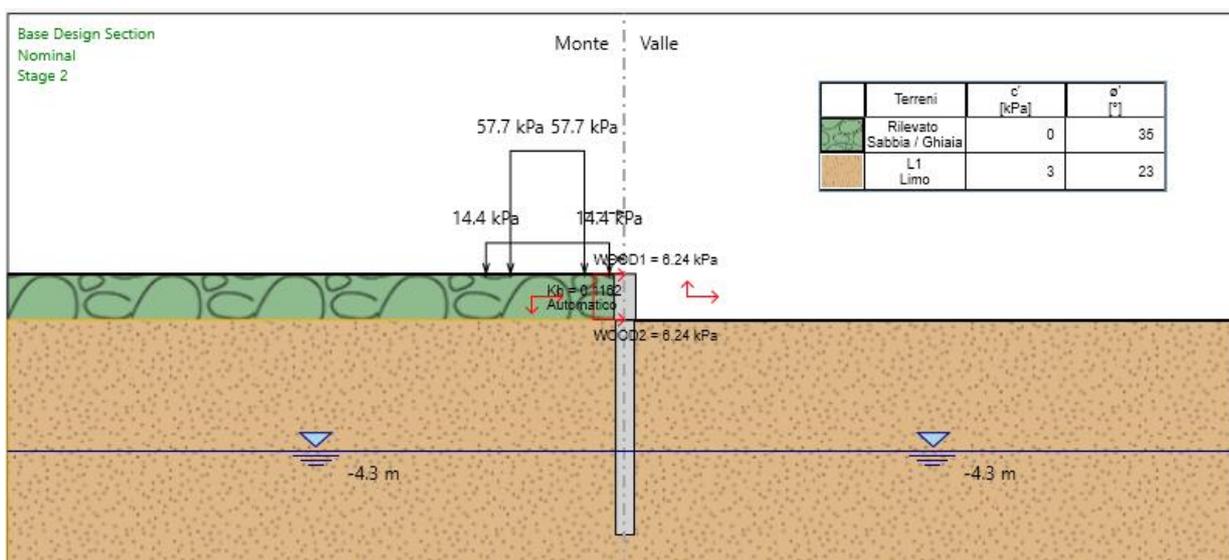


Figura 11 – Condizioni sismiche.

Dall'analisi si sono ottenute le seguenti sollecitazioni:

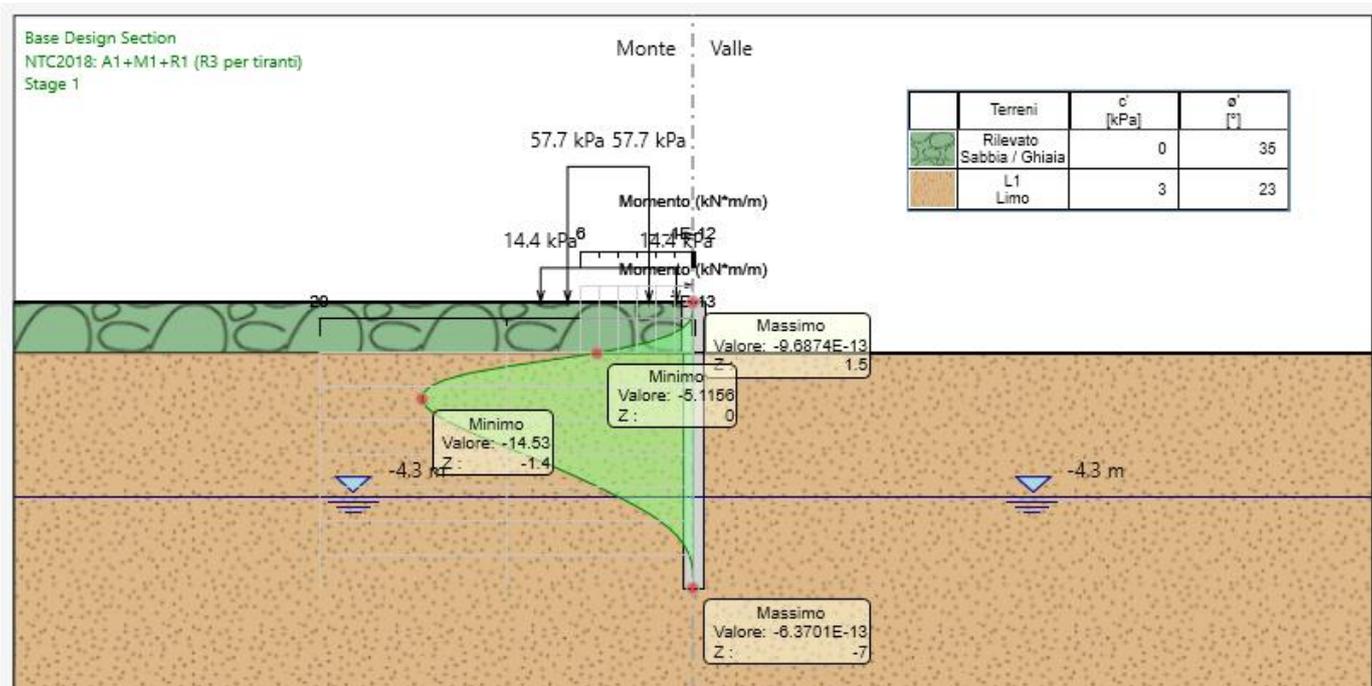


Figura 12 – Momento SLU.

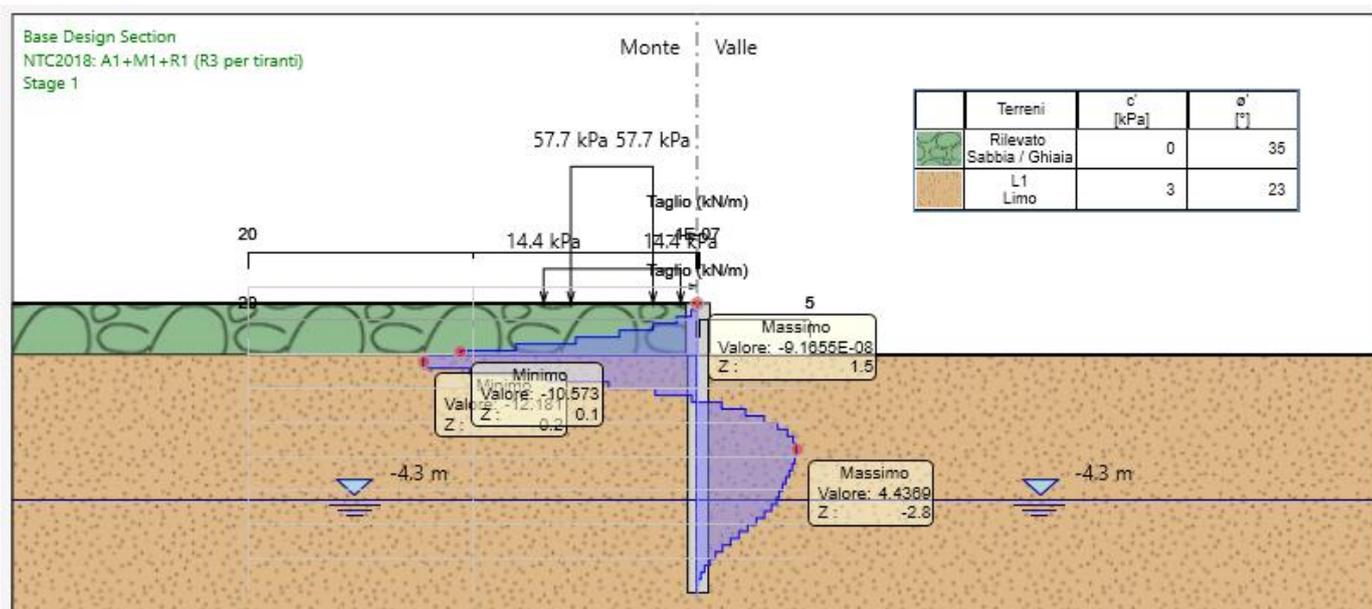


Figura 13 – Taglio SLU.

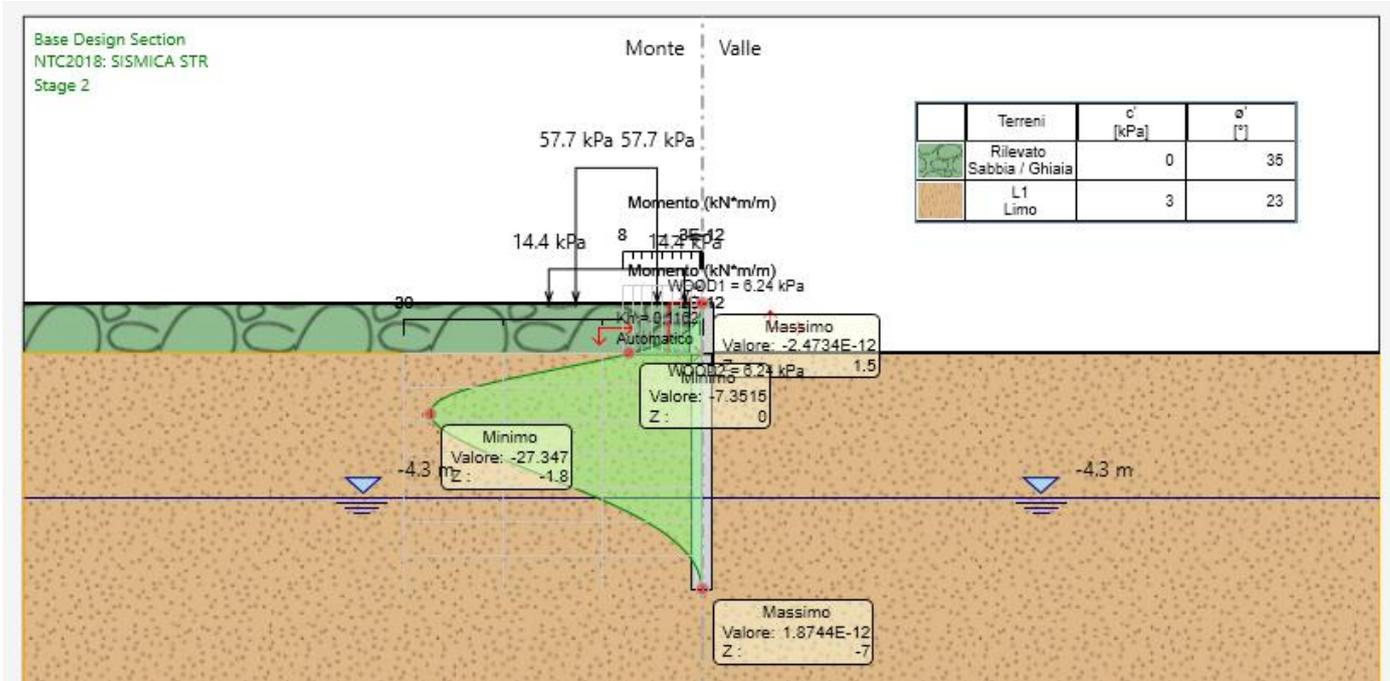


Figura 14 – Momento SLV.

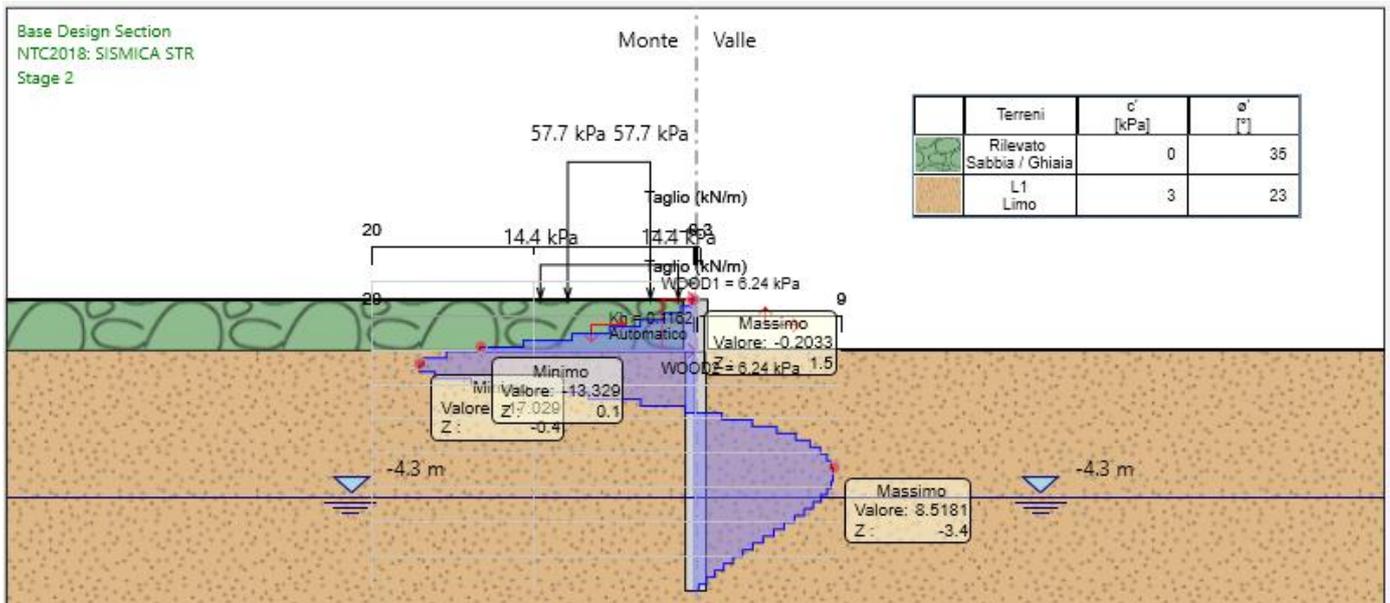


Figura 15 – Taglio SLV.

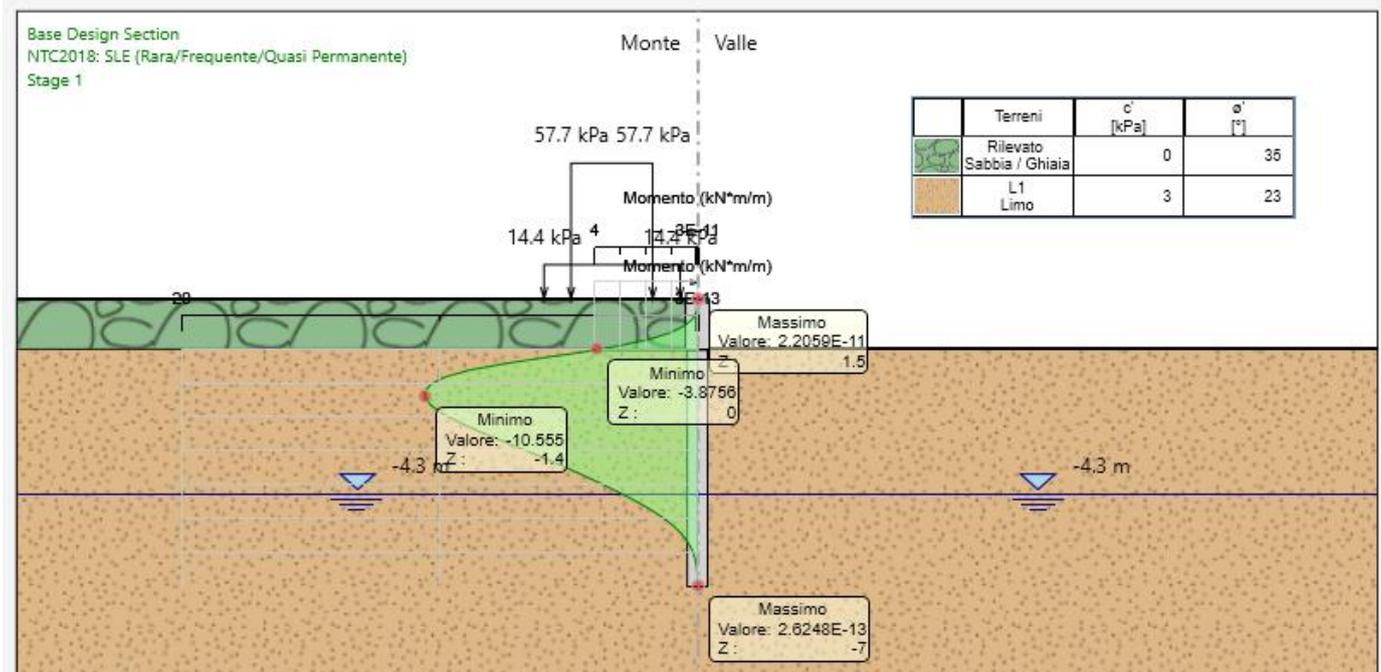


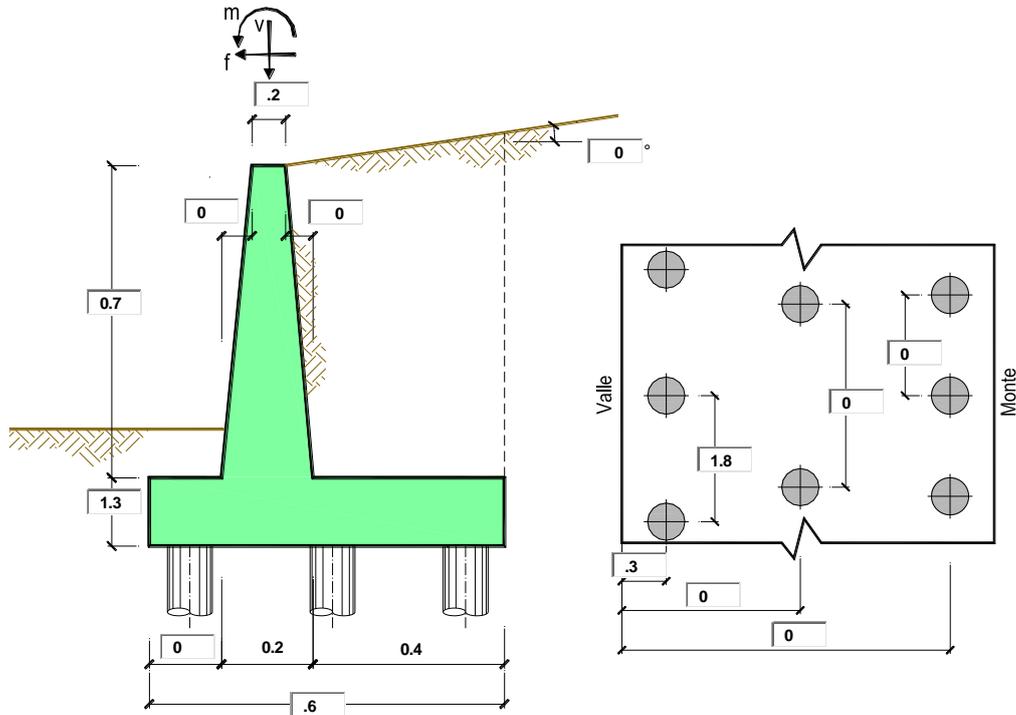
Figura 16 – Memento SLE.

Moltiplicando le sollecitazioni ottenute per l'interasse dei pali, pari a 1.80 m, si ottiene il valore delle azioni agenti sul singolo palo:

	N [kN]	M[kN]	V[kN]
SLU	40	26.2	21.9
SLV	42.7	49.2	30.6
SLE	40	19	

Le sollecitazioni ottenute sono inferiori rispetto a quelle che si ottengono con lo schema di calcolo a "palo singolo", che si riporta nei capitoli successivi.

13.2 SCHEMA DI CALCOLO “PALO SINGOLO”



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	0.70	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.20	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	0.60	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.30	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0.40	(m)

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

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	48 di 165

Dati geotecnici e carichi agenti – Condizione statica e sismica

Dati Geotecnici			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	38.00	38.00	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00	20.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	25.33	25.33	

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.13	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.6	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.76	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.15808	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0790	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> si

		SLE		STR/GEO	
Coeff. di Spinta a riposo		k_0	0.384	0.384	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	k_a	0.217	0.217	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	k_{a+}	0.307	0.307	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	k_{a-}	0.325	0.325	

Carichi Agenti			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE - sisma		STR/GEO	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	q_p	14.40	18.72	
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	f_p	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	v_p	0.00	0.00	
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	m_p	0.00	0.00	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	57.00	85.50	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	
Coefficients di combinazione			condizione frequente Ψ_1	1.00	condizione quasi permanente Ψ_2	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	q_s	11.40		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	f_s	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	v_s	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	m_s	0.00		

MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	49 di 165

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls

Rck = 40 (MPa)
 fck = 32 (MPa)
 fcm = 40
 Ec = 33346 (MPa)
 α_{cc} = 0.85
 γ_c = 1.50
 $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$ = 18.13 (MPa)
 $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$ = 3.02 (MPa)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c = 9.75 Mpa
 σ_t = 260 Mpa

condizioni sismiche

σ_c = 8.5 Mpa
 σ_t = 260 Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente 0.2 mm
 Quasi Permanente 0.2 mm

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 450 (MPa)
 γ_s = 1.15
 f_{yd} = f_{yk} / γ_s = 391.30 (MPa)
 E_s = 210000 (MPa)
 ϵ_{ys} = 0.19%

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 7.00 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c_{min} = 5.00 (cm)

Interferro tra I e II strato

i_{I-II} = 1.60 (cm)

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 005

C

50 di 165

13.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SUI PALI DI FONDAZIONE

13.3.1 Forze verticali e inerziali

FORZE VERTICALI

			SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	3.50	3.50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	19.50	19.50
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4	(kN/m)	23.00	23.00
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	5.60	5.60
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma') / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	5.76	7.49
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	11.36	13.09
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	22.8	34.2
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	4.56	

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

- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kN/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 B3)$	(kN/m)	0.35	0.35
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kN/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kN/m)	5.85	5.85
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4	(kN/m)	6.20	6.20
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 B5)$	(kN/m)	2.24	2.24
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 (B4 + B5))$	(kN/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 B4)$	(kN/m)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kN/m)	2.30	3.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kN/m)	4.54	5.24
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	9.12	13.68
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	1.82	

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	51 di 165

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot k_h$	(kN/m)	3.64
Ps v =	$P_m \cdot k_v$	(kN/m)	1.82

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

Ptsh =	$P_t \cdot k_h$	(kN/m)	2.07
Ptsv =	$P_t \cdot k_v$	(kN/m)	1.03

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

MPs1 h=	$k_h \cdot P_{m1} \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kN/m)	0.00
MPs2 h=	$k_h \cdot P_{m2} \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kN/m)	0.91
MPs3 h=	$k_h \cdot P_{m3} \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kN/m)	0.00
MPs4 h=	$k_h \cdot P_{m4} \cdot (H_2/2)$	(kN/m)	2.00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4$	(kN/m)	2.92

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

MPs1 v=	$k_v \cdot P_{m1} \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kN/m)	0.00
MPs2 v=	$k_v \cdot P_{m2} \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kN/m)	0.03
MPs3 v=	$k_v \cdot P_{m3} \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kN/m)	0.00
MPs4 v=	$k_v \cdot P_{m4} \cdot (B/2)$	(kN/m)	0.46
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4$	(kN/m)	0.49

- 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)	1.46
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)	1.46

- 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)	0.18
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)	0.18

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	52 di 165

13.3.2 Spinte in condizione statica

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot k0$	(kN/m) 15.37	19.99
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4) \cdot k0$	(kN/m) 11.07	14.39
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4) \cdot k0$	(kN/m) 43.81	65.72

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 13.90	18.06
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 10.00	13.01
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 39.60	59.40

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 6.58	8.55
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 4.74	6.16
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 18.75	28.12

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m) 9.26	12.04
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kN/m) 3.95	5.13
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m) 10.00	13.01
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kN/m) 2.84	3.69
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m) 39.60	59.40
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kN/m) 11.25	16.87

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext perm =	$mp + fp \cdot (H3 + H2) + vp \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m) 0.00	0.00
Mfext acc =	$m + f \cdot (H3 + H2) + v \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m) 0.00	0.00

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

N perm =	$Pm + Pt + vp + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	(kN/m) 45.67	50.80
N acc min =	$v + Sqv \text{ acc}$	(kN/m) 18.75	28.12
N acc max =	$v + Sqv \text{ acc} + q \text{ acc}$	(kN/m) 41.55	62.32

Risultante forze orizzontali (T)

T perm =	$Sth + Sqh \text{ perm} + fp$	(kN/m) 23.90	31.07
T acc =	$Sqh \text{ acc} + f$	(kN/m) 39.60	59.40

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM perm =	ΣM	(kNm/m) -1.74	-4.79
MM acc (Nmin) =	ΣM	(kNm/m) -28.35	-42.53
MM acc (Nmax) =	ΣM	(kNm/m) -19.23	-28.85

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	53 di 165

13.3.3 Spinte in condizione sismica+

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO
Sst1 stat = $0,5 \cdot g \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m)	8.67	8.67
Sst1 sism = $0,5 \cdot g \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot kas+ - Sst1 stat$	(kN/m)	4.57	4.57
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas+$	(kN/m)	8.83	8.83
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas+$	(kN/m)	6.99	6.99

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1 stat \cdot \cos \delta$	(kN/m)	7.84	7.84
Sst1h sism = $Sst1 sism \cdot \cos(d)$	(kN/m)	4.13	4.13
Ssq1h perm = $Ssq1 perm \cdot \cos(d)$	(kN/m)	7.98	7.98
Ssq1h acc = $Ssq1 acc \cdot \cos(d)$	(kN/m)	6.32	6.32

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1 stat \cdot \sin \delta$	(kN/m)	3.71	3.71
Sst1v sism = $Sst1 sism \cdot \sin(d)$	(kN/m)	1.95	1.95
Ssq1v perm = $Ssq1 perm \cdot \sin(d)$	(kN/m)	3.78	3.78
Ssq1v acc = $Ssq1 acc \cdot \sin(d)$	(kN/m)	2.99	2.99

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO
MSst1 stat = $Sst1h stat \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m)	5.23	5.23
MSst1 sism = $Sst1h sism \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m)	2.75	2.75
MSst2 stat = $Sst1v stat \cdot B$	(kN/m)	2.23	2.23
MSst2 sism = $Sst1v sism \cdot B$	(kN/m)	1.17	1.17
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m)	14.30	14.30
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kN/m)	4.06	4.06

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

Nmin = $Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	(kN/m)	49.65	49.65
Nmax = $Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q acc$	(kN/m)	49.65	54.21

Risultante forze orizzontali (T)

T = $Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Pts h$	(kN/m)	31.97	31.97
----------------------------------------------	--------	-------	-------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM (Nmin) = ΣM	(kNm/m)	-7.79	-7.79
MM (Nmax) = ΣM	(kNm/m)	-5.96	-5.96

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	54 di 165

13.3.4 Spinte in condizione sismica-

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO
Sst1 stat =	$0,5 \cdot g \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m) 8.67	8.67
Sst1 sism =	$0,5 \cdot g \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot kas - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m) 3.32	3.32
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas-$	(kN/m) 9.37	9.37
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas-$	(kN/m) 7.42	7.42
- Componente orizzontale condizione sismica -			
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 7.84	7.84
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos(d)$	(kN/m) 3.00	3.00
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos(d)$	(kN/m) 8.47	8.47
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos(d)$	(kN/m) 6.71	6.71
- Componente verticale condizione sismica -			
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 3.71	3.71
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin(d)$	(kN/m) 1.42	1.42
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin(d)$	(kN/m) 4.01	4.01
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin(d)$	(kN/m) 3.18	3.18

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m) 5.23	5.23
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m) 2.00	2.00
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kN/m) 2.23	2.23
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kN/m) 0.85	0.85
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m) 15.18	15.18
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kN/m) 4.31	4.31

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

Nmin =	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	(kN/m)	43.82	43.82
Nmax =	$Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q \text{ acc}$	(kN/m)	48.38	48.38

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	(kN/m)	31.72	31.72
-----	-----------------------------------------	--------	-------	-------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM (Nmin) =	ΣM	(kNm/m)	-9.31	-9.31
MM (Nmax) =	ΣM	(kNm/m)	-7.49	-7.49

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	55 di 165

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU

caso	Np		Mp		Tp		
	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	
	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	
statico	Nmin	50.80	28.12	20.03	50.97	31.07	59.40
	Nmax	50.80	62.32	20.03	47.55		
sisma+	Nmin	49.65		22.68		31.97	
	Nmax	54.21		22.22			
sisma-	Nmin	43.82		22.46		31.72	
	Nmax	48.38		22.01			

Sollecitazioni sui pali SLU

caso	N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	Nmin	142.05					162.85	
	Nmax	203.61						
sisma+	Nmin	89.37					57.55	
	Nmax	97.58						
sisma-	Nmin	78.88					57.10	
	Nmax	87.09						

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche

caso	Np			Mp			Tp	
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Accidentali
statico	rara	18.75	41.55		33.98	-19.23		39.60
	freq.	45.67	18.75	41.5475525	15.44	33.98	-19.23	23.90
	quasi perm	0.00	0.00		0.00	0.00		0.00
sisma+	Nmin	49.65			22.68		31.97	
	Nmax	49.65			20.86			
sisma-	Nmin	43.82			22.46		31.72	
	Nmax	48.38			22.01			

Sollecitazioni sui pali SLE/ caratteristiche

caso	N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	rara	33.75					43.02	71.28
	freq.	82.21	33.75				43.02	71.28
	quasi perm	0.00						0.00
statico	rara	74.79					43.02	71.28
	freq.	82.21	74.79				43.02	71.28
	quasi perm	0.00						0.00
sisma+	Nmin	89.37					57.55	
	Nmax	89.37						
sisma-	Nmin	78.88					57.10	
	Nmax	87.09						

13.4 VERIFICHE GEOTECNICHE

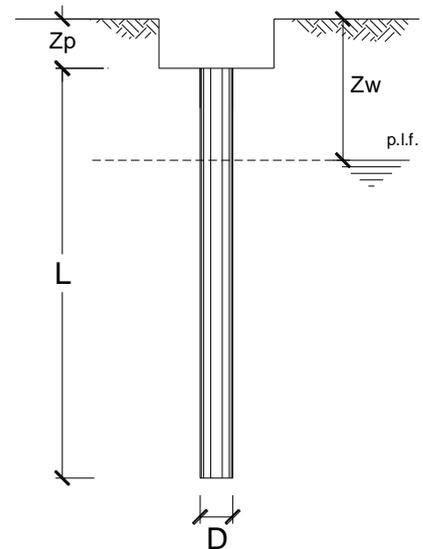
13.4.1 Verifica a carico limite verticale – condizioni drenate

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO

CANTIERE:
OPERA:
DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	0.60	(m)	Area del Palo (Ap):	0.283	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	1.00	(m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	4.50	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	202.507	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	1		Lpalo =	7.00	(m)

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale e di base			
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _s traz	
			γ _G	γ _Q				
SLD	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25	
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c' med (kPa)	φ' med (°)	c _u med (kPa)
1	7.00	L1	19.00	3.0	23.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.61	0.42		

Il carico assiale è dato dalla somma dello sforzo normale agente sul singolo palo, sommato al peso proprio del palo stesso e diminuito del peso del terreno asportato:

$$Q_{\text{assiale}} = 203.61 + (\gamma_{\text{cls}} * L_{\text{palo}} - \gamma_{\text{terreno}} * L_{\text{terreno}} - \gamma_w * L_w) * A * 1.3 = 202.507 \text{ kN.}$$

13.4.3 Verifica a carico limite orizzontale – condizioni drenate

Momento di plasticizzazione

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 600 (mm)
Raggio = 300 (mm)
Sforzo Normale = 142.05 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

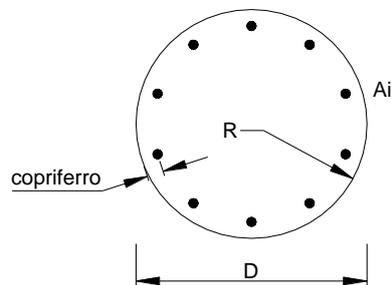
Rck = 40 (Mpa)

fck = 32 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 18.13$ (Mpa)



Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 450 (Mpa)

γ_s = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E = 391.3$ (Mpa)

E_s = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.186%

ϵ_{uk} = 10.000%

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
20	ϕ 24	9047.79	84
	ϕ	0.00	
0	ϕ 0	0.00	0

calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 642.2$ (kN m)

Inserisci

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	61 di 165

Hp. Broms	γ_R	1.3	Resistenza globale
A1+M1+R3	ξ_3	1.7	Verticali di indagine
	η	0.8	Efficienza palificata

Opera: **Prova 01**

Stratigrafia da testa palo

Unità	Nome	Tipo	γ	c'	φ'	K_p	C_u
			kN/mc	kPa	°	-	kPa
1	L1	Incoerente	19	3	23	2.28	

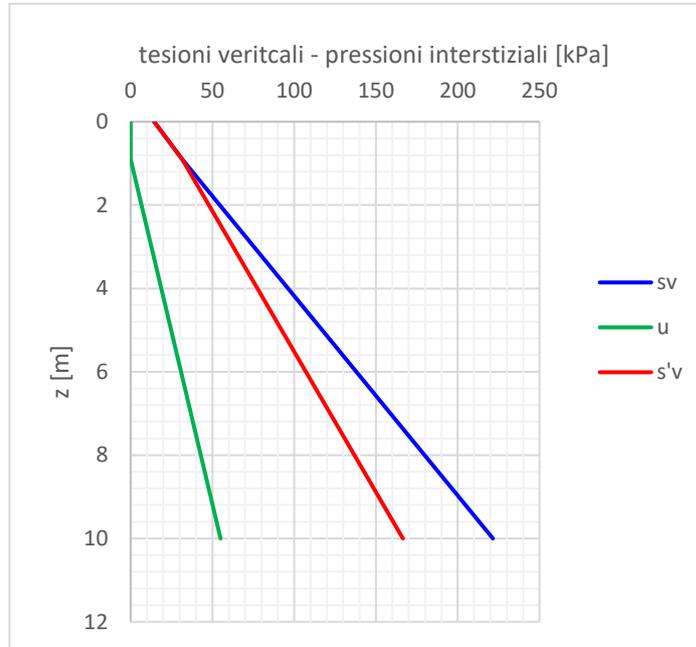
d_{palo}	0.6	m
L_{palo}	7	m
$z_{testa\ palo}$	0.8	m
z_w	4.5	m
$\gamma_{Rinterro}$	18	kN/mc
q	14.4	kPa

Per Broms modificato: possibilità di tener conto di un sovraccarico di monte

M_{Rd}	642.2	kNm
T_{Ed}	162.85	kN

Stratigrafia da testa palo

Unità	Nome	z_{i-f}	spessore	s_v	u	s'_v	p
		m	m	kPa	kPa	kPa	kN/m
1	L1	0	10	14.4	0	14.4	59.165588
		0.9		31.5	0	31.5	129
		0.9		31.5	0	31.5	129
		10		221.5	55	166.5	684



Meccanismo	T_{MAX}	M_{MAX}	$a^{(*)}$	$f^{(**)}$
	kN	kNm	m	m
Palo Corto	2198	9583	-	-
Palo intermedio	2198	8941	17.86	-
Palo lungo	1504	642	-	5.54

(*) a = profondità punto di rotazione

(**) f = profondità formazione seconda cerniera plastica

Resistenza di progetto	$T_{Rk,s}$ [kN]	1504	Resistenza caratteristica palo singolo
	$T_{Rd,s}$ [kN]	680	Resistenza di progetto palo singolo
	$T_{Rd,g}$ [kN]	544	Resistenza di progetto palificata

Verifica	T_{Ed} [kN]	162.85	OK
	T_{Rd} [kN]	544	

13.4.4 Verifica a carico limite orizzontale – condizioni non drenate

Momento di plasticizzazione

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 600 (mm)
Raggio = 300 (mm)
Sforzo Normale = 142.05 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

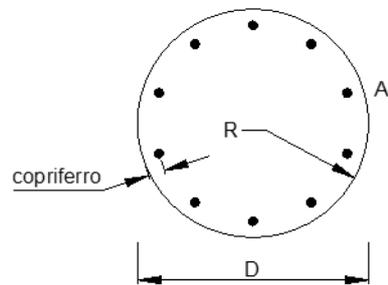
Rck = 40 (Mpa)

fck = 32 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 18.13$ (Mpa)



Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 450 (Mpa)

γ_s = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E = 391.3$ (Mpa)

E_s = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.186%

ϵ_{uk} = 10.000%

Amature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
20	φ 24	9047.79	84
	φ	0.00	
0	φ 0	0.00	0

calcolo

Momento di Plasticizzazione

M_y = 642.2 (kN m)

Inserisci

MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	64 di 165

Hp. Broms γ_R **1.3** Resistenza globale
A1+M1+R3 ξ_3 **1.7** Verticali di indagine
 η **0.8** Efficienza palificata

Opera: **Prova 01**

Stratigrafia da testa palo

Unità	Nome	Tipo	γ	c'	φ'	K_p	C_u
			kN/mc	kPa	°	-	kPa
1	L1	Coesivo	19	3	23	2.28	35

d_{palo}	0.6	m
L_{palo}	7	m
$Z_{testa\ palo}$	0.8	m
Z_w	4.5	m
$\gamma_{Rinterro}$	18	kN/mc
q	14.4	kPa

Per Broms modificato: possibilità di tener conto di un sovraccarico di monte

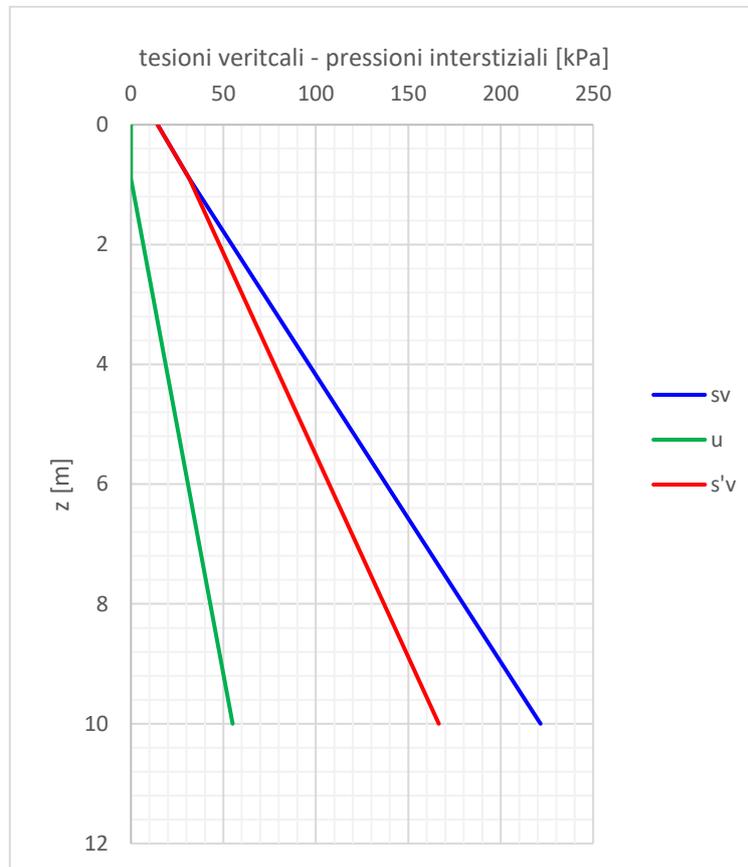
M_{Rd}	642.2	kNm
T_{Ed}	162.85	kN

Stratigrafia da testa palo

Unità	Nome	z_{i-f}	spessore	s_v	u	s'_v	p
		m	m	kPa	kPa	kPa	kN/m
1	L1	0	10	14.4	0	14.4	0
		0.9		31.5	0	31.5	0
		0.9		31.5	0	31.5	189
		10		221.5	55	166.5	189

MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	65 di 165



Meccanismo	T_{MAX}	M_{MAX}	$a^{(*)}$	$f^{(**)}$
	kN	kNm	m	m
Palo Corto	1162	4562	-	-
Palo intermedio	1154	3913	17.86	-
Palo lungo	878	642	-	5.54

(*) a = profondità punto di rotazione

(**) f = profondità formazione seconda cerniera plastica

Resistenza di progetto	$T_{Rk,s}$ [kN]	878	Resistenza caratteristica palo singolo
	$T_{Rd,s}$ [kN]	397	Resistenza di progetto palo singolo
	$T_{Rd,g}$ [kN]	318	Resistenza di progetto palificata

Verifica	T_{Ed} [kN]	162.85	OK
	T_{Rd} [kN]	318	

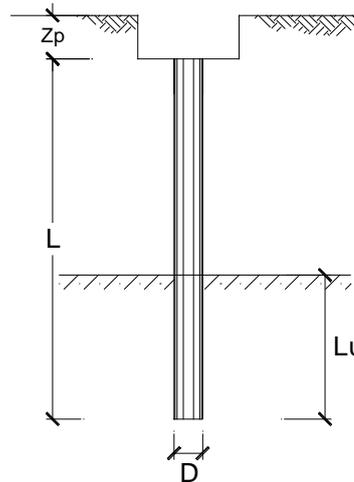
13.5 CALCOLO DEI CEDIMENTI

CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

OPERA: 0

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D): 0.60 (m)
 Carico sul palo (P): 202.5 (kN)
 Lunghezza del Palo (L): 7.00 (m)
 Lunghezza Utile del Palo (Lu): 7.00 (m)
 Modulo di Deformazione (E): 28.00 (MPa)
 Numero di pali della Palificata (n): 10 (-)
 Spaziatura dei pali (s): 1.8 (m)



CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): 1.57 (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile} = 1.62 \text{ (mm)}$$

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$$\delta_p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$$

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n * s / L)^{0,5} \quad R = 1.604$$

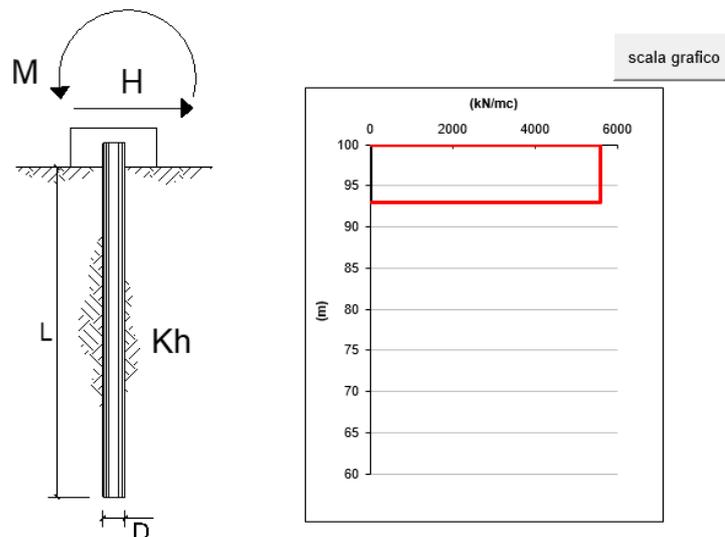
Cedimento della palificata

$$\delta_p = n * R_g * \delta = 10 * 0.36 * 1.62 = 5.87 \text{ (mm)}$$

13.6 CONTROLLO DELLA MOBILITAZIONE DELLA SPINTA ATTIVA IN COND. SISMICHE

La valutazione degli spostamenti dei pali di fondazione, ai fini del controllo dell'attivazione della condizione di spinta attiva del terreno, è stata effettuata calcolando il coefficiente k_h , in via cautelativa, attraverso la formulazione proposta da Davisson (1970), il quale ha suggerito di porre, nel caso di terreni coesivi:

$$k_h = 67c_u/d$$



strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1	L1	100.00	5583	0
<input type="checkbox"/> strato 2				
<input type="checkbox"/> strato 3				
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo	0.6 (m)
J palo	0.00636 (m ⁴)
Lunghezza del palo	7 (m)
Forza orizzontale in testa	162.85 (kN)
Momento in testa	127.79 (kNm)
E cls	33642.78 (Mpa)
dimensione elementi	0.2 (m)

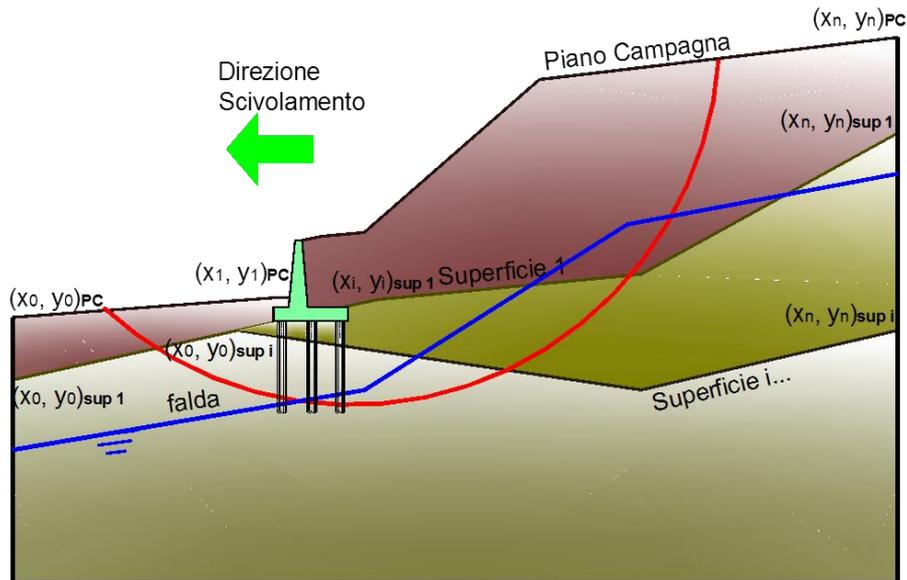
- palo impedito di ruotare
- palo impedito di traslare
- palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

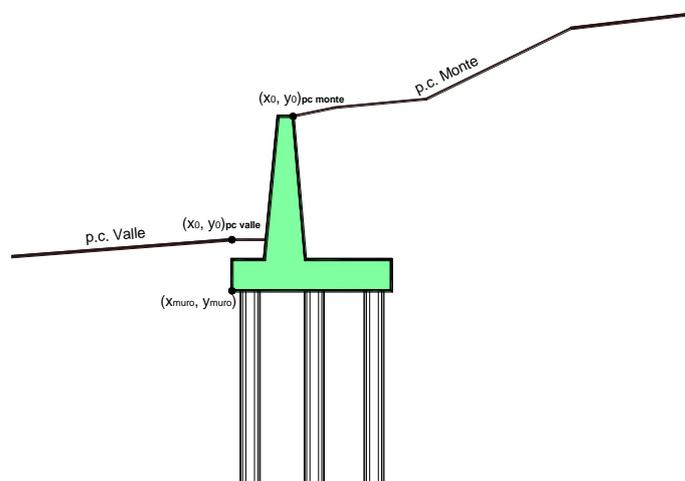
Spostamenti, Rotazioni, Pressione

nodo	z	y(z)	$\alpha(z)$	p(z)
	quota (m)	(mm)	(rad)	(kPa)
1	100.00	13.24	0.00000	73.94
2	99.80	13.21	0.00031	73.76
3	99.60	13.12	0.00060	73.25
4	99.40	12.97	0.00086	72.43
5	99.20	12.78	0.00109	71.34
6	99.00	12.54	0.00130	70.00
7	98.80	12.26	0.00148	68.45
8	98.60	11.95	0.00165	66.70
9	98.40	11.60	0.00180	64.77
10	98.20	11.23	0.00193	62.69
11	98.00	10.83	0.00204	60.48
12	97.80	10.41	0.00214	58.14
13	97.60	9.98	0.00222	55.71
14	97.40	9.53	0.00229	53.19
15	97.20	9.06	0.00235	50.60
16	97.00	8.59	0.00240	47.95
17	96.80	8.10	0.00244	45.24
18	96.60	7.61	0.00248	42.50
19	96.40	7.11	0.00250	39.71
20	96.20	6.61	0.00252	36.91
21	96.00	6.10	0.00254	34.08
22	95.80	5.59	0.00255	31.24
23	95.60	5.08	0.00256	28.38
24	95.40	4.57	0.00256	25.52
25	95.20	4.06	0.00257	22.66
26	95.00	3.54	0.00257	19.79
27	94.80	3.03	0.00257	16.92
28	94.60	2.52	0.00257	14.05
29	94.40	2.00	0.00257	11.18
30	94.20	1.49	0.00257	8.31
31	94.00	0.98	0.00257	5.45
32	93.80	0.46	0.00256	2.58
33	93.60	-0.05	0.00256	-0.28
34	93.40	-0.56	0.00256	-3.14
35	93.20	-1.08	0.00256	-6.00
36	93.00	-1.59	0.00256	-8.86

13.7 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

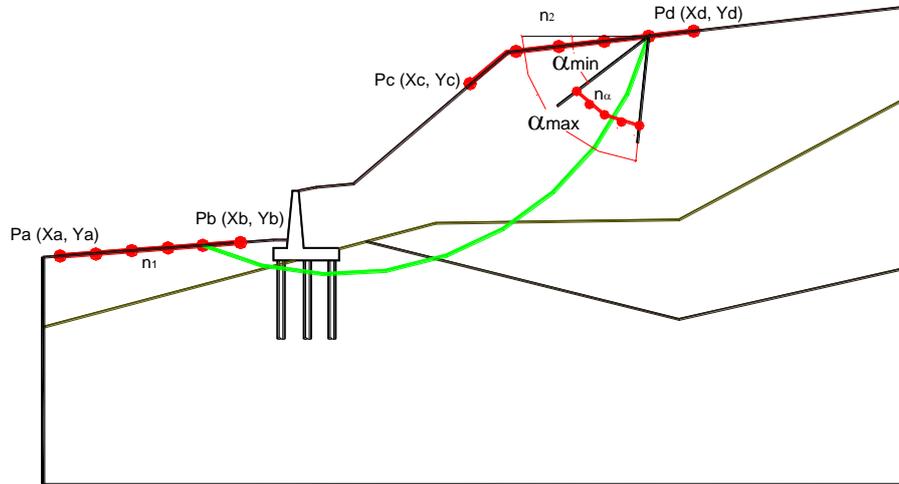


	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19	32.00656	0	Rilevato ferroviario
materiale 2	19	18.75645	2.4	L1



MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	70 di 165



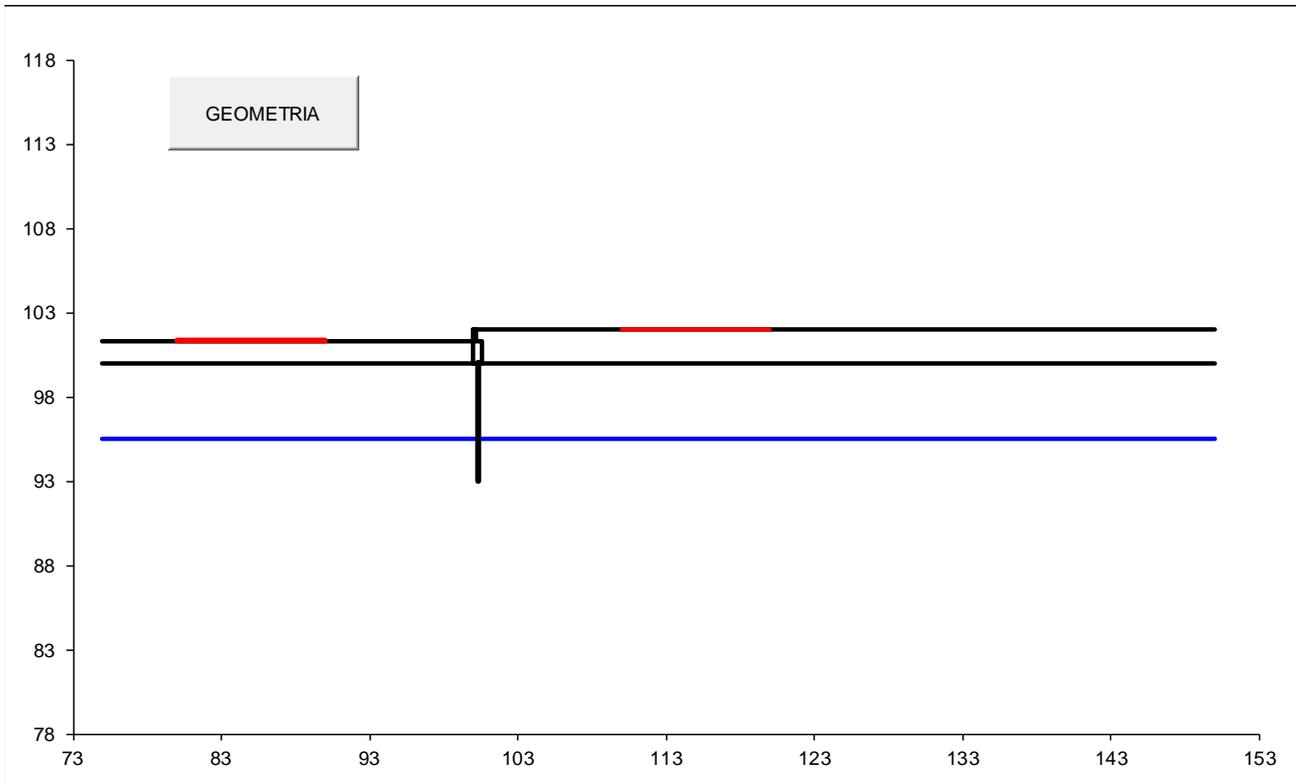
p.c. valle			p.c. monte			superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda		
materiale 1						materiale 2		materiale 2		materiale 3		<input checked="" type="checkbox"/>		
	x	y		x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	101.300	0	100.200	102.000	0	75.000	100.000	0			0	75.000	95.500
1	75.000	101.300	1	150.000	102.000	1	150.000	100.000	1			1	150.000	95.500

MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	71 di 165

Caratteristiche dei pali

Lunghezza pali	7.00	m
Diametro pali	0.60	m
Rigidezza EI	50000.00	kN m ²
Momento di plasticizzazione	642.20	kN m
Taglio ultimo pali	162.85	kN



#strisce

30

Superfici
Calcolate

150

FS
Bishop

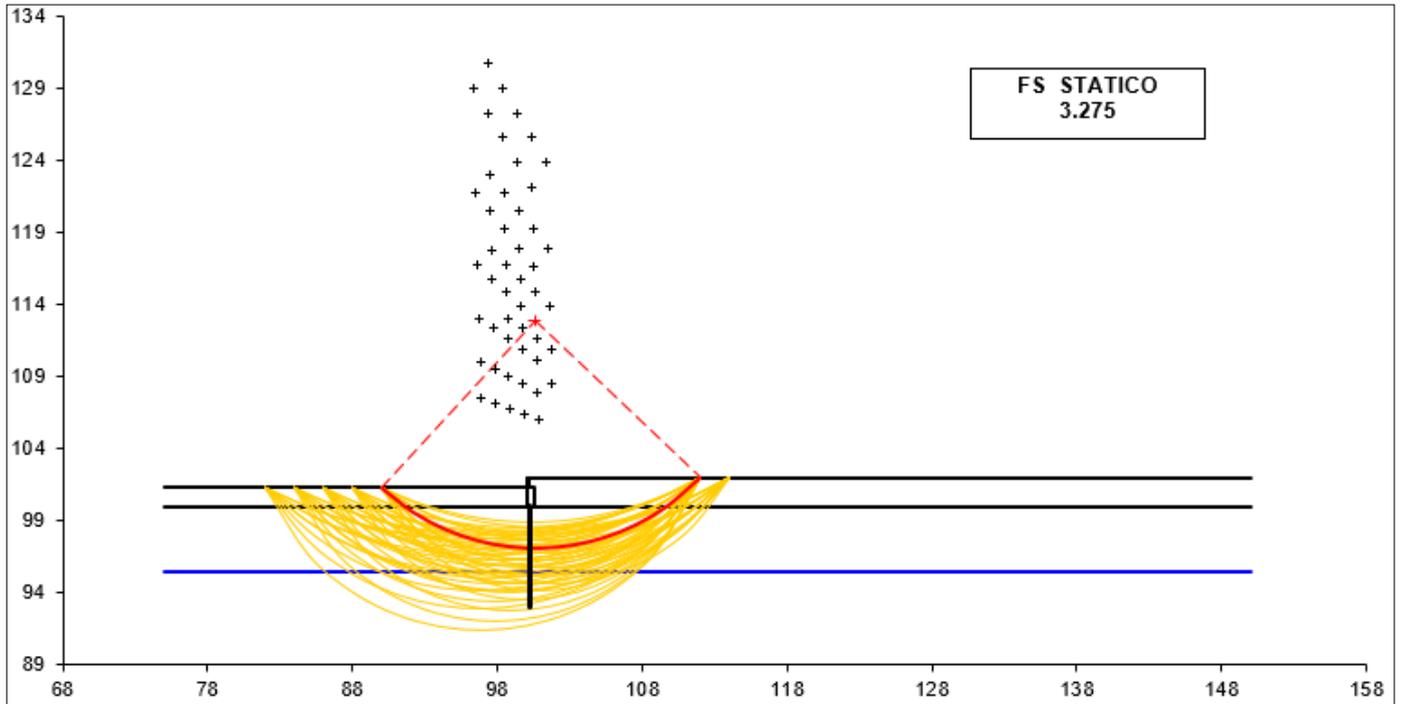
STATICO	3.275
SISMICO	2.409

CALCOLO

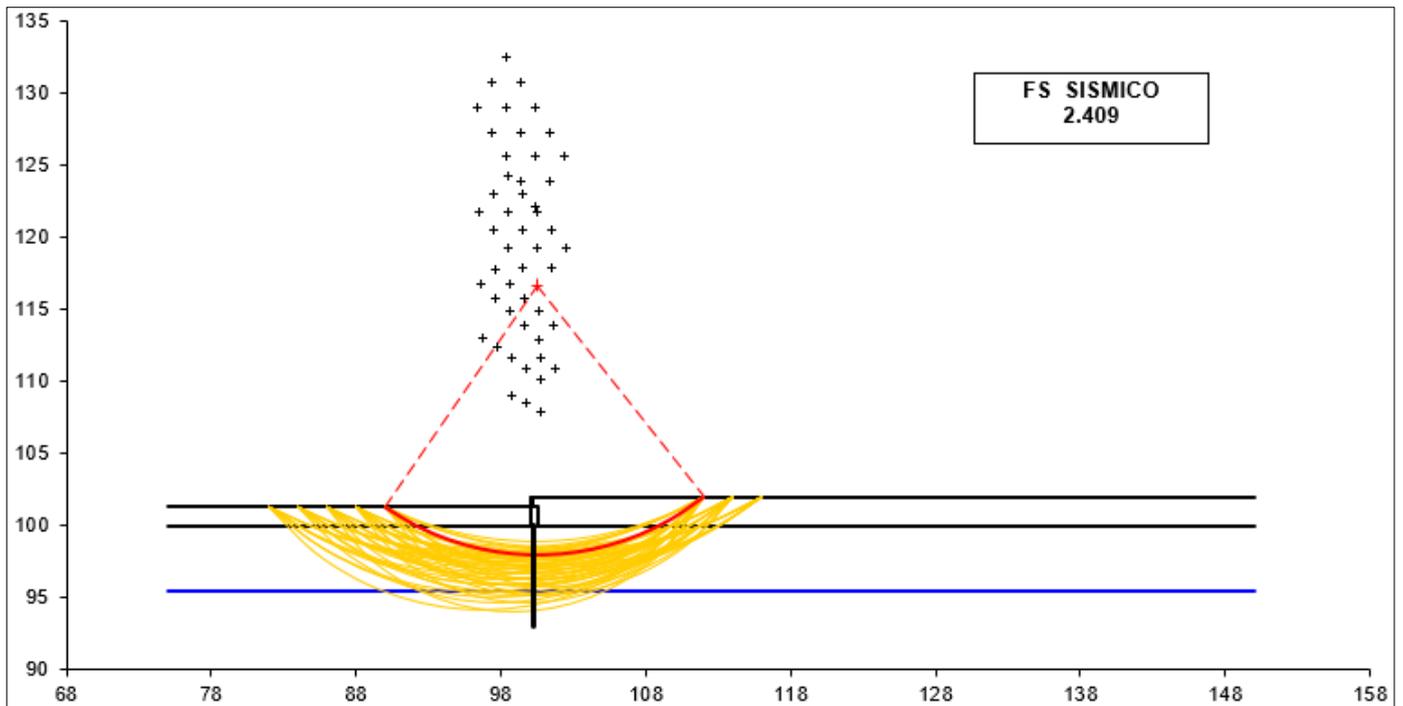
MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	72 di 165

Condizioni statiche



Condizioni sismiche

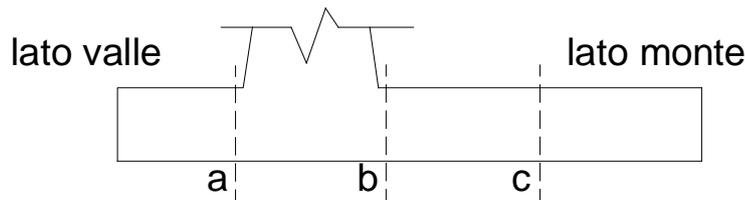


13.8 VERIFICHE STRUTTURALI

13.8.1 Calcolo delle sollecitazioni

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE



Mensola Lato Valle

$$Ma = \sum N_i \cdot (B1 - d_i) / i_i - PP \cdot (1 \pm kv) \cdot B1^2 / 2$$

$$Ta = \sum N_i / i_i - PP \cdot (1 \pm kv)$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

$$Mb = \sum N_i \cdot (B5 - (B-d_i)) / i_i - [PP \cdot B5^2 / 2 + p_{vb} \cdot B5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B5^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v) \cdot B5$$

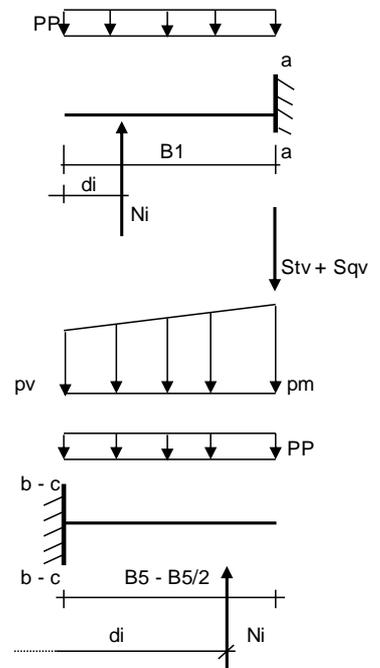
$$Mc = \sum N_i \cdot (B5/2 - (B-d_i)) / i_i - [PP \cdot (B5/2)^2 / 2 + p_{vc} \cdot (B5/2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) \cdot (B5/2)^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v) \cdot B5/2$$

$$Vb = \sum N_i / i_i - [PP \cdot B5 + p_{vb} \cdot B5 + (p_m - p_{vb}) \cdot B5] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v)$$

$$Vc = \sum N_i / i_i - [PP \cdot (B5/2) + p_{vc} \cdot (B5/2) + (p_m - p_{vc}) \cdot (B5/2)] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v)$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio	PP	=	32.50	(kN/m ²)
	p _m	=	32.72	(kN/m ²)
	p _{vb}	=	32.72	(kN/m ²)
	p _{vc}	=	32.72	(kN/m ²)



caso	Ma	Va	Mb	Vb	Mc	Vc
	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	0.00	0.00	-14.46	10.00	-9.87	-55.87
sisma+	0.00	0.00	-5.64	9.06	-26.51	-26.51
sisma-	0.00	0.00	-5.35	7.48	-24.33	-24.33

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 005

C

74 di 165

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

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

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

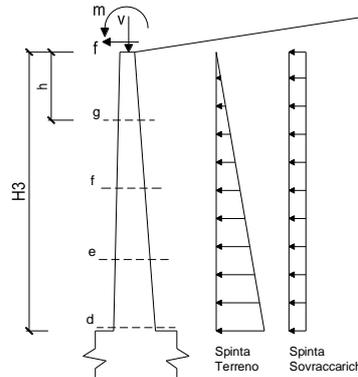
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

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

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.70	0.29	5.00	0.00	5.29	0.00	3.50	3.50
e-e	0.53	0.12	2.81	0.00	2.94	0.00	2.63	2.63
f-f	0.35	0.04	1.25	0.00	1.29	0.00	1.75	1.75
g-g	0.18	0.00	0.31	0.00	0.32	0.00	0.88	0.88

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.70	1.25	14.29	0.00	15.54
e-e	0.53	0.70	10.72	0.00	11.42
f-f	0.35	0.31	7.15	0.00	7.46
g-g	0.18	0.08	3.57	0.00	3.65

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.70	0.22	0.13	1.75	0.00	0.19	2.30	0.00	3.78	3.78
e-e	0.53	0.09	0.06	0.99	0.00	0.11	1.24	0.00	2.83	2.83
f-f	0.35	0.03	0.02	0.44	0.00	0.05	0.53	0.00	1.89	1.89
g-g	0.18	0.00	0.00	0.11	0.00	0.01	0.13	0.00	0.94	0.94

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.70	0.96	0.56	5.01	0.00	0.55	7.08
e-e	0.53	0.54	0.31	3.75	0.00	0.41	5.02
f-f	0.35	0.24	0.14	2.50	0.00	0.28	3.16
g-g	0.18	0.06	0.03	1.25	0.00	0.14	1.48

condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.70	0.22	0.09	1.86	0.00	0.19	2.37	0.00	3.22	3.22
e-e	0.53	0.09	0.04	1.05	0.00	0.11	1.29	0.00	2.42	2.42
f-f	0.35	0.03	0.01	0.46	0.00	0.05	0.55	0.00	1.61	1.61
g-g	0.18	0.00	0.00	0.12	0.00	0.01	0.13	0.00	0.81	0.81

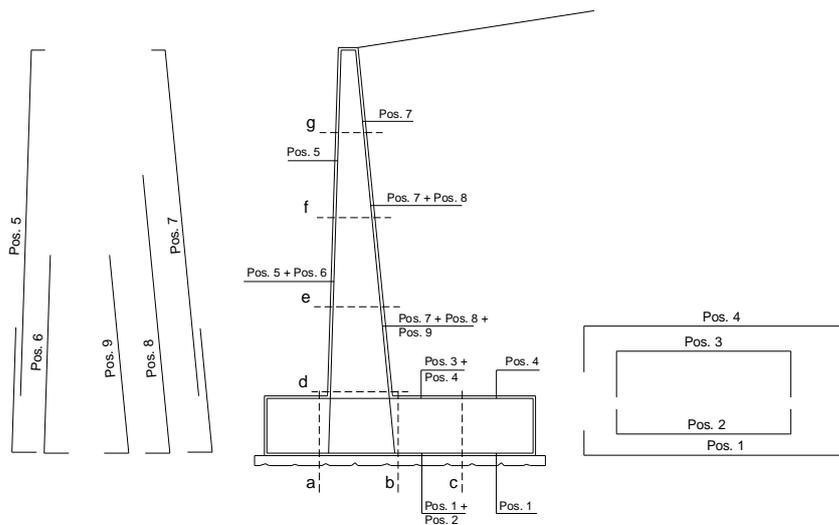
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.70	0.96	0.41	5.31	0.00	0.55	7.23
e-e	0.53	0.54	0.23	3.98	0.00	0.41	5.17
f-f	0.35	0.24	0.10	2.66	0.00	0.28	3.27
g-g	0.18	0.06	0.03	1.33	0.00	0.14	1.55

MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	75 di 165

14 VERIFICA SLU

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16	<input type="checkbox"/>	5	5.0	16	<input type="checkbox"/>
2	0.0		<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	5.0	16	<input type="checkbox"/>
4	5.0	16	<input type="checkbox"/>	8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu	Mu/M
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	(-)
a - a	0.00	0.00	1.30	10.05	10.05	487.71	#DIV/0!
b - b	-14.46	0.00	1.30	10.05	10.05	487.71	33.73
c - c	-26.51	0.00	1.30	10.05	10.05	487.71	18.40
d - d	5.29	3.50	0.20	10.05	10.05	55.13	10.41
e - e	2.94	2.63	0.20	10.05	10.05	55.10	18.76
f - f	1.29	1.75	0.20	10.05	10.05	55.06	42.78
g - g	0.32	0.88	0.20	10.05	10.05	55.03	173.45

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	∅ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	0.00	1.30	404.80	10	50	50	21.8	340.21	Armatura a taglio non necessaria
b - b	10.00	1.30	404.80	12	20	50	21.8	1224.77	Armatura a taglio non necessaria
c - c	55.87	1.30	404.80	12	20	50	21.8	1224.77	Armatura a taglio non necessaria
d - d	15.54	0.20	91.26	12	50	50	21.8	51.78	Armatura a taglio non necessaria
e - e	11.42	0.20	91.18	10	50	50	21.8	35.96	Armatura a taglio non necessaria
f - f	7.46	0.20	91.09	10	50	50	21.8	35.96	Armatura a taglio non necessaria
g - g	3.65	0.20	91.00	10	50	50	21.8	35.96	Armatura a taglio non necessaria

MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	76 di 165

15 VERIFICA SLE – TENSIONE

Condizione Statica Rara

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	0.00	0.00	1.30	10.05	10.05	0.00	0.00
b - b	-10.45	0.00	1.30	10.05	10.05	0.09	8.87
c - c	-7.23	0.00	1.30	10.05	10.05	0.07	6.14
d - d	3.65	3.50	0.20	10.05	10.05	1.33	27.41
e - e	2.02	2.63	0.20	10.05	10.05	0.74	14.80
f - f	0.88	1.75	0.20	10.05	10.05	0.32	6.15
g - g	0.22	0.88	0.20	10.05	10.05	0.08	1.27

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	0.00	0.00	1.30	10.05	10.05	0.00	0.00
b - b	-5.27	0.00	1.30	10.05	10.05	0.05	4.47
c - c	-3.80	0.00	1.30	10.05	10.05	0.03	3.23
d - d	2.37	3.22	0.20	10.05	10.05	0.86	17.28
e - e	1.29	2.42	0.20	10.05	10.05	0.46	9.03
f - f	0.55	1.61	0.20	10.05	10.05	0.20	3.56
g - g	0.13	0.81	0.20	10.05	10.05	0.04	0.64

16 VERIFICA SLE – FESSURAZIONE

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	0.00	0.00	1.30	10.05	10.05	0.00	0.00	0.000	0.200
b - b	-10.45	0.00	1.30	10.05	10.05	0.09	8.87	0.017	0.200
c - c	-7.23	0.00	1.30	10.05	10.05	0.07	6.14	0.012	0.200
d - d	3.65	3.50	0.20	10.05	10.05	1.33	27.41	0.027	0.200
e - e	2.02	2.63	0.20	10.05	10.05	0.74	14.80	0.014	0.200
f - f	0.88	1.75	0.20	10.05	10.05	0.32	6.15	0.006	0.200
g - g	0.22	0.88	0.20	10.05	10.05	0.08	1.27	0.001	0.200

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

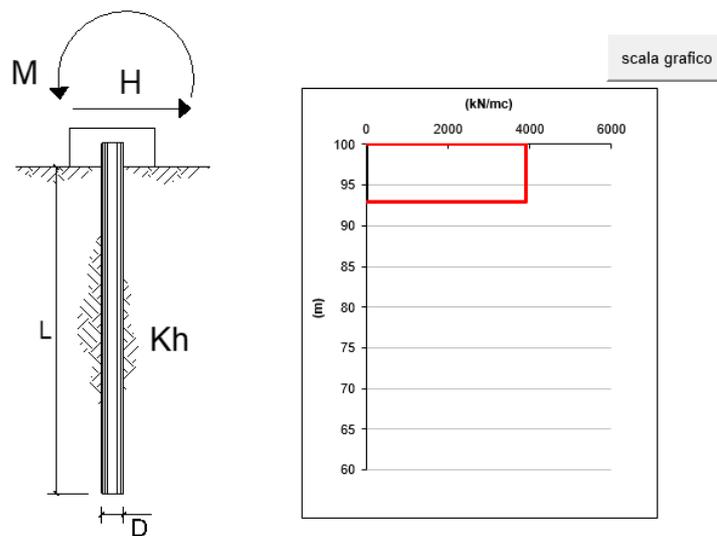
condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	0.00	0.00	1.30	10.05	10.05	0.00	0.00	0.000	0.200
b - b	-12.33	0.00	1.30	10.05	10.05	0.11	10.46	0.020	0.200
c - c	-7.23	0.00	1.30	10.05	10.05	0.07	6.14	0.012	0.200
d - d	0.92	3.50	0.20	10.05	10.05	0.32	5.44	0.005	0.200
e - e	0.48	2.63	0.20	10.05	10.05	0.16	2.46	0.002	0.200
f - f	0.20	1.75	0.20	10.05	10.05	0.06	0.69	0.001	0.200
g - g	0.05	0.88	0.20	10.05	10.05	0.01	0.00	0.000	0.200

17 VERIFICHE STRUTTURALI – PALI DI FONDAZIONE

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni nella sezione di testa del palo maggiormente sollecitata per le varie combinazioni di carico.

S.L.U. Combinazione fondamentale



strati terreno	descrizione	quote (m)	k_n (kN/m ³)	n_n (kN/m ³)
p.c.=strato 1	L1	100.00	3908	0
<input type="checkbox"/> strato 2				
<input type="checkbox"/> strato 3				
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo	0.6 (m)
J palo	0.00636 (m ⁴)
Lunghezza del palo	7 (m)
Forza orizzontale in testa	162.85 (kN)
Momento in testa	127.79 (kNm)
E cls	33642.78 (Mpa)
dimensione elementi	0.2 (m)

- palo impedito di ruotare
 palo impedito di traslare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

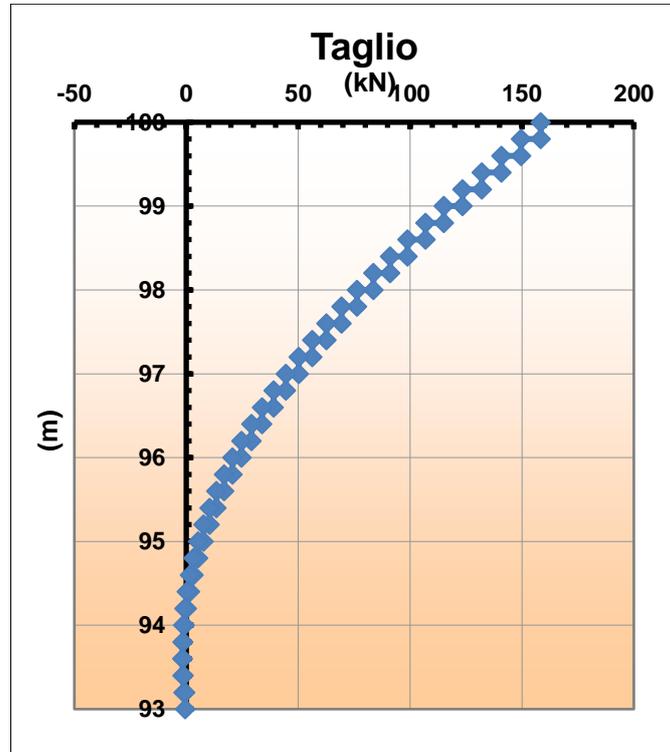
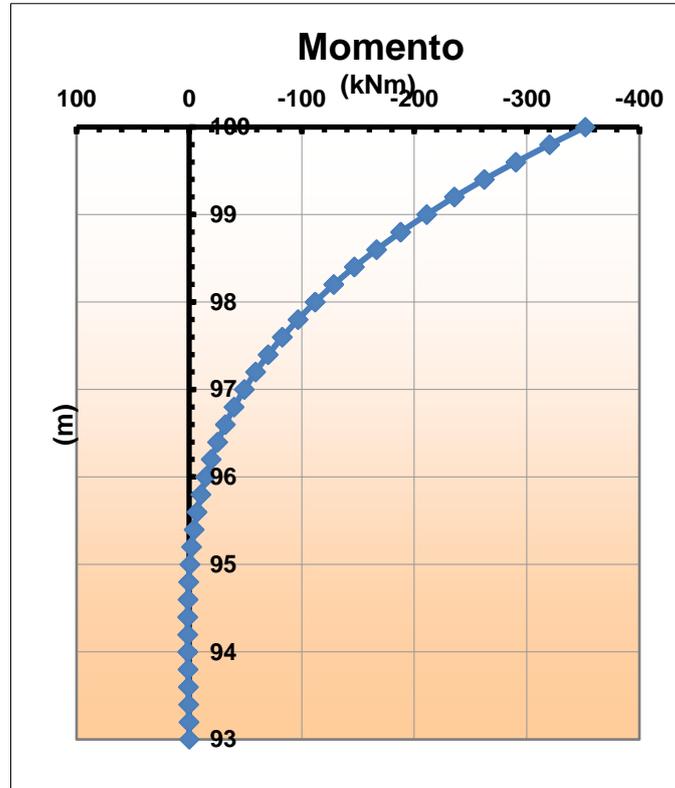
Sollecitazioni			
nodo	z	M(z)	T(z)
	quota (m)	(kNm)	(kN)
1	100.00	-351.83	158.41
2	99.80	-320.15	158.41
	99.80	-320.15	149.56
3	99.60	-290.24	149.56
	99.60	-290.24	140.77
4	99.40	-262.08	140.77
	99.40	-262.08	132.08
5	99.20	-235.67	132.08
	99.20	-235.67	123.52
6	99.00	-210.96	123.52
	99.00	-210.96	115.12
7	98.80	-187.94	115.12
	98.80	-187.94	106.91
8	98.60	-166.56	106.91
	98.60	-166.56	98.90
9	98.40	-146.78	98.90
	98.40	-146.78	91.13
10	98.20	-128.55	91.13
	98.20	-128.55	83.61
11	98.00	-111.83	83.61
	98.00	-111.83	76.35
12	97.80	-96.56	76.35
	97.80	-96.56	69.37
13	97.60	-82.68	69.37
	97.60	-82.68	62.69
14	97.40	-70.15	62.69
	97.40	-70.15	56.30
15	97.20	-58.88	56.30
	97.20	-58.88	50.23
16	97.00	-48.84	50.23
	97.00	-48.84	44.48
17	96.80	-39.94	44.48
	96.80	-39.94	39.05
18	96.60	-32.13	39.05
	96.60	-32.13	33.95
19	96.40	-25.34	33.95
	96.40	-25.34	29.18
20	96.20	-19.51	29.18
	96.20	-19.51	24.76

$$M_{sd} = 351.83 \text{ kNm}$$

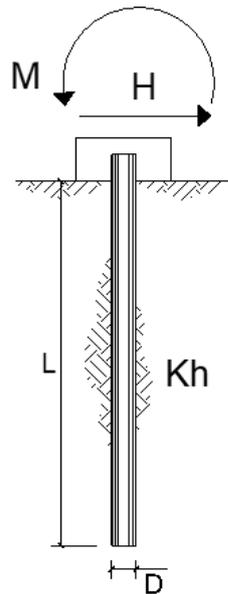
$$V_{sd} = 158.41 \text{ kN}$$

MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

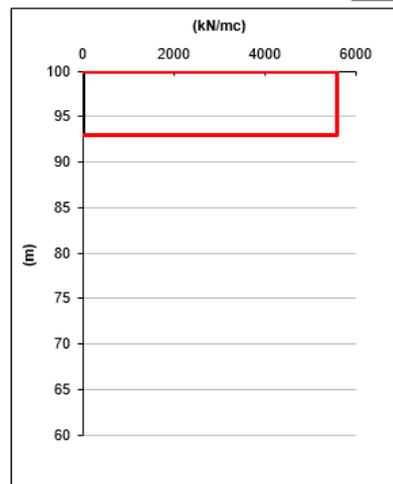
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	79 di 165



S.L.E. Combinazione in esercizio



scala grafico



strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1	L1	100.00	5583	0
<input type="checkbox"/> strato 2				
<input type="checkbox"/> strato 3				
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo 0.6 (m)
 J palo 0.00636 (m⁴)
 Lunghezza del palo 7 (m)
 Forza orizzontale in testa 114.3 (kN)
 Momento in testa 54.32 (kNm)
 E cls 33642.78 (Mpa)
 dimensione elementi 0.2 (m)

- palo impedito di ruotare
- palo impedito di traslare
- palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

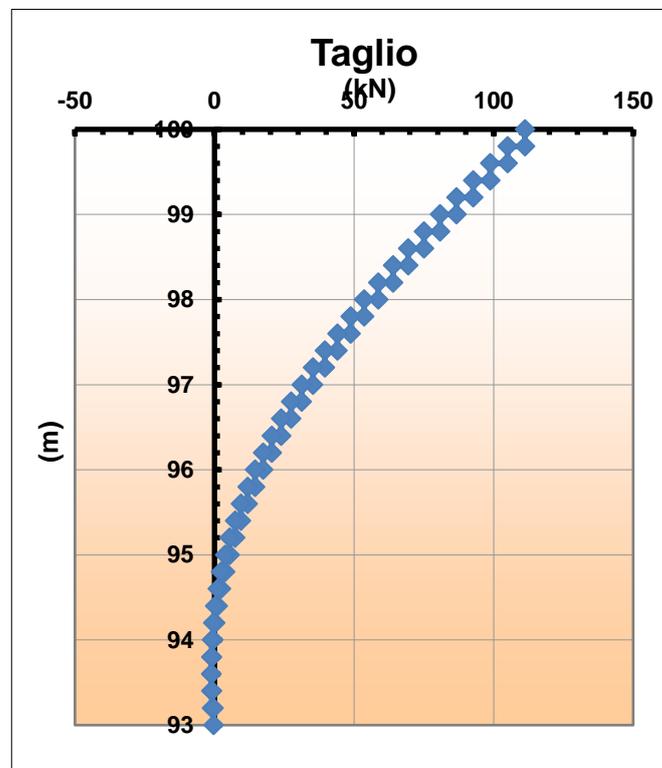
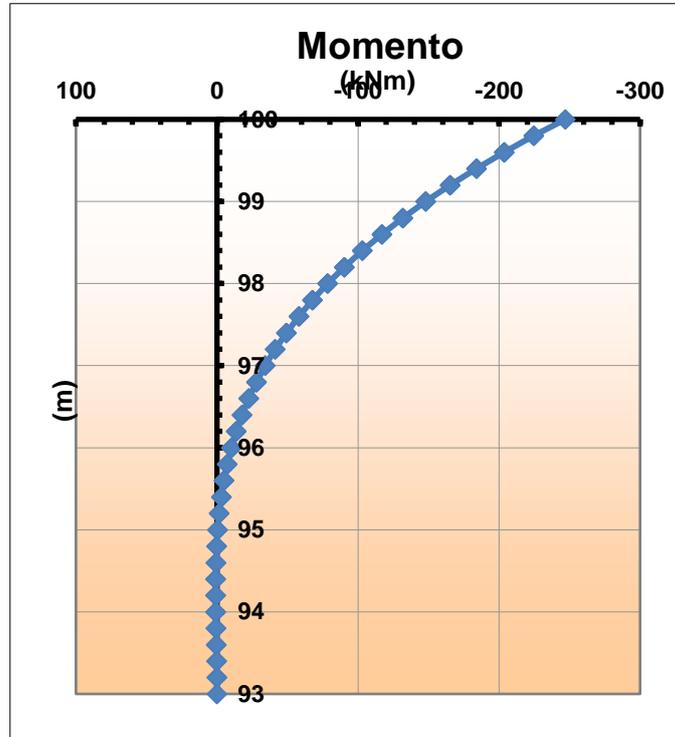
Sollecitazioni			
nodo	z	M(z)	T(z)
	quota (m)	(kNm)	(kN)
1	100.00	-246.94	111.19
2	99.80	-224.70	111.19
	99.80	-224.70	104.97
3	99.60	-203.71	104.97
	99.60	-203.71	98.81
4	99.40	-183.95	98.81
	99.40	-183.95	92.70
5	99.20	-165.41	92.70
	99.20	-165.41	86.70
6	99.00	-148.07	86.70
	99.00	-148.07	80.80
7	98.80	-131.91	80.80
	98.80	-131.91	75.03
8	98.60	-116.90	75.03
	98.60	-116.90	69.42
9	98.40	-103.02	69.42
	98.40	-103.02	63.96
10	98.20	-90.23	63.96
	98.20	-90.23	58.68
11	98.00	-78.49	58.68
	98.00	-78.49	53.59
12	97.80	-67.77	53.59
	97.80	-67.77	48.69
13	97.60	-58.03	48.69
	97.60	-58.03	44.00
14	97.40	-49.23	44.00
	97.40	-49.23	39.52
15	97.20	-41.33	39.52
	97.20	-41.33	35.26
16	97.00	-34.28	35.26
	97.00	-34.28	31.22
17	96.80	-28.03	31.22
	96.80	-28.03	27.41
18	96.60	-22.55	27.41
	96.60	-22.55	23.83
19	96.40	-17.79	23.83
	96.40	-17.79	20.48
20	96.20	-13.69	20.48
	96.20	-13.69	17.38

$$M_{sd} = 246.94 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 111.19 \text{ kN}$$

MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	82 di 165



MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	83 di 165

Il palo è stato armato con un ordine di armatura di $20 \phi 24$, con una spirale $\phi 12/20$.

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	188.00	daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	94.00	daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	336428	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	31.00	daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	182.60	daN/cm ²
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3375.0	daN/cm ²	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Conglomerato:	C32/40

Raggio circ.:	30.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
--------	---------	---------	--------	---------	---

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	84 di 165

1 0.0 0.0 21.6 20 24

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm
 Passo staffe: 20.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

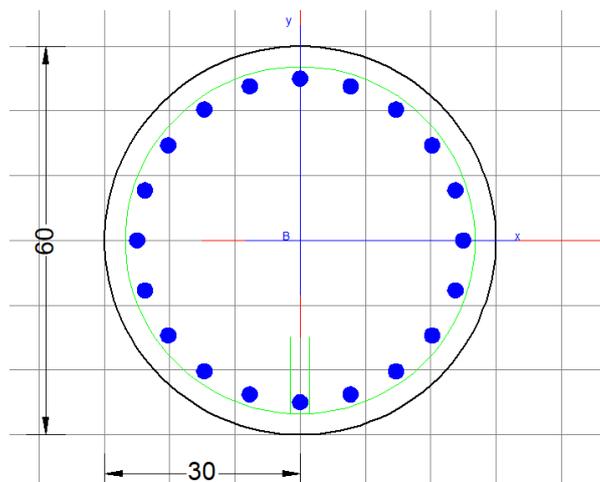
N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	20361	35183	0	15841	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	19074	24694	0



MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	85 di 165

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	4.4	cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.0	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm ²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	20361	35183	0	20365	65016	0	1.85	90.5(8.5)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	30.0	0.00210	0.0	21.6	-0.00510	0.0	-21.6

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000166702	-0.001501063	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	12	mm
Passo staffe:	20.0	cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [daN] = proiez. di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
d z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro Braccio coppia interna [cm] Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	86 di 165

bw I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	15841	96024	16149	44.9 36.5	53.9	1.000	1.038	11.1	11.3(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata / N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	112.8	0.0	0.0	-1841	0.0	-21.6	402	13.6

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm

Ver. Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00121	0	0.500	24.0	72	0.00059 (0.00055)	366	0.187 (0.20)	10458	0

18 PROGETTO E VERIFICA MODELLO 2

18.1 SCHEMA DI CALCOLO “PARATIA”

Il modello di calcolo è costituito da una paratia di pali di diametro 600 mm e interasse 1.80m e lunghezza pari a 10m.

Il muro è stato schematizzato con forma rettangolare, avente peso pari al peso dell'elemento reale.

Si è considerato uno scavo fino a quota testa pali.

I carichi agenti applicati sono il peso del ballast (14.4 kPa) e l'azione del treno (57.7 kPa).

Il terreno in cui si intestano i pali è rilevato ferroviario al di sotto dell'asse del binario e unità geotecnica L1 per la restante parte.

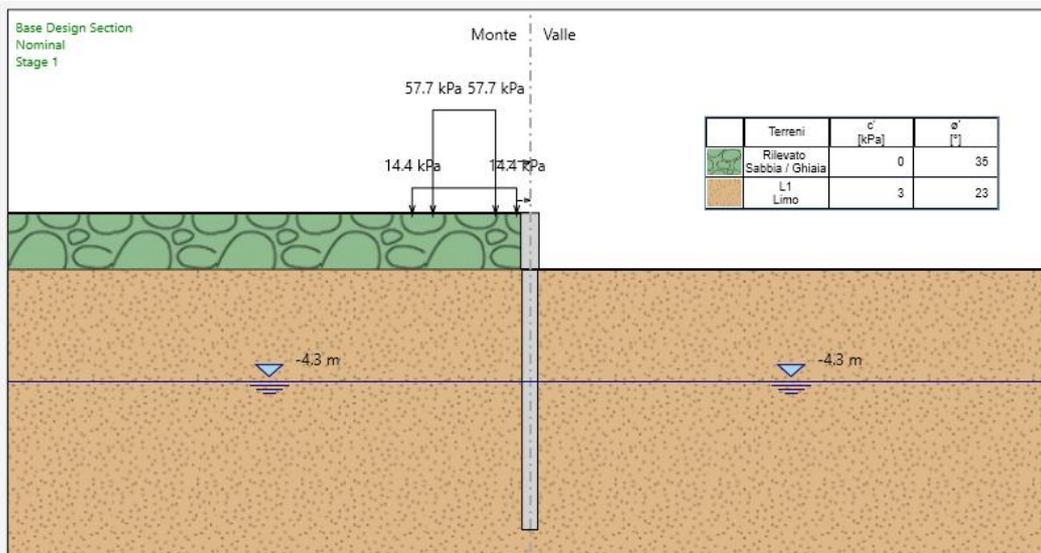


Figura 17 – Condizioni statiche.

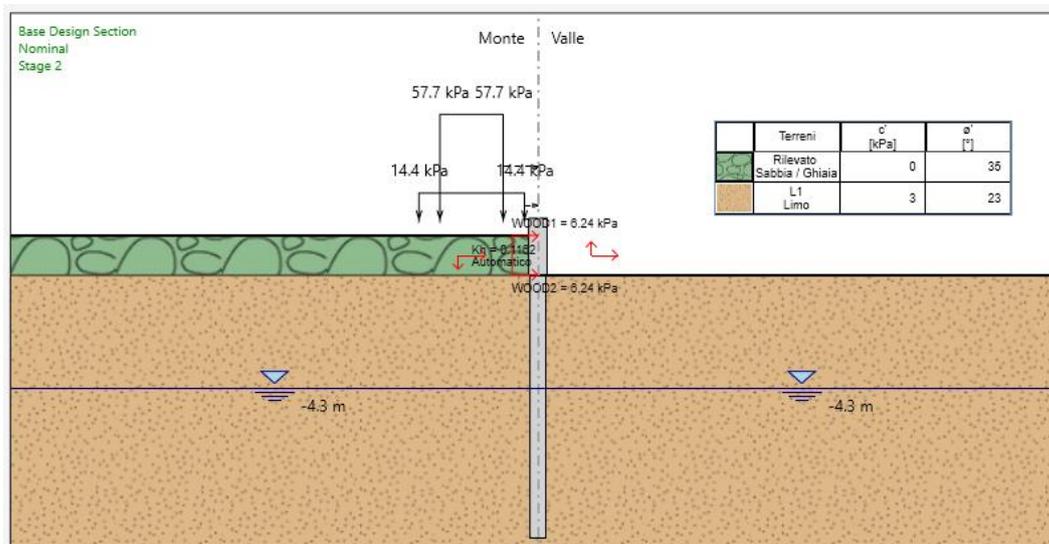


Figura 18 – Condizioni sismiche.

MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	88 di 165

Dall'analisi si sono ottenute le seguenti sollecitazioni:

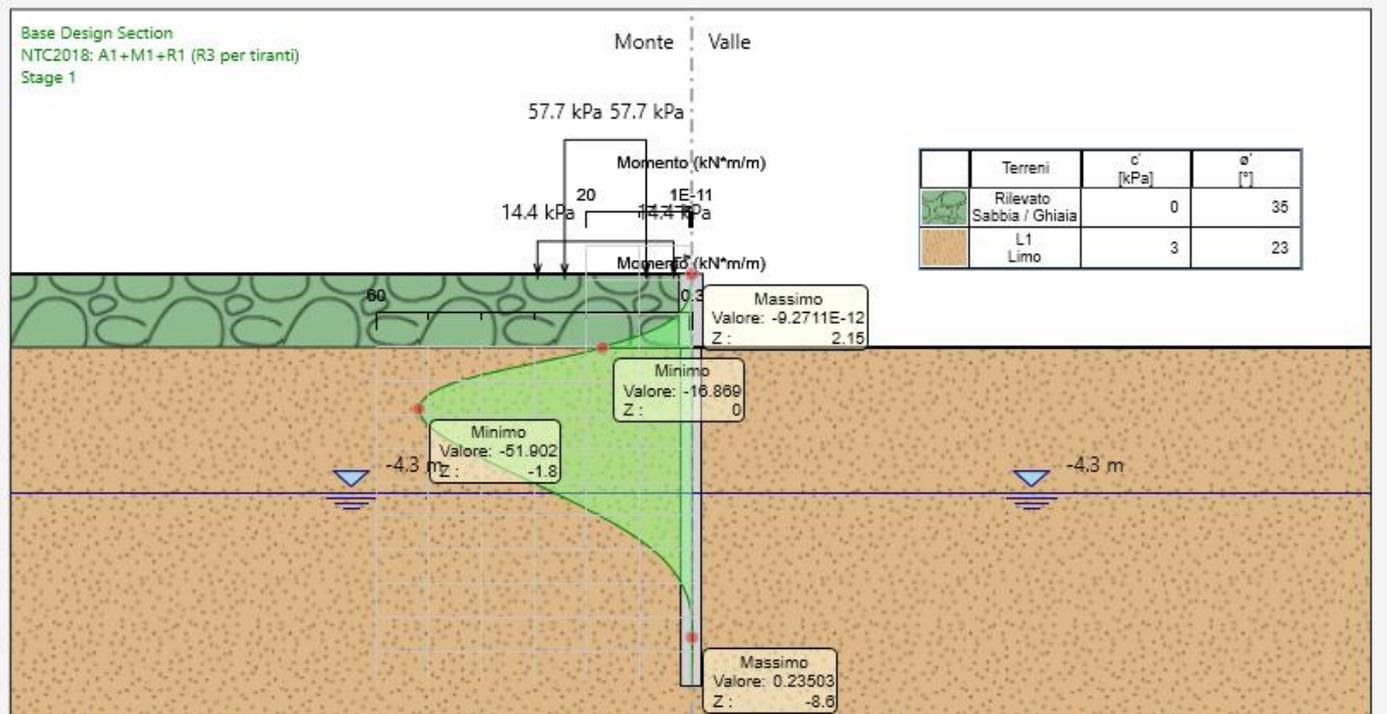


Figura 19 – Momento SLU.

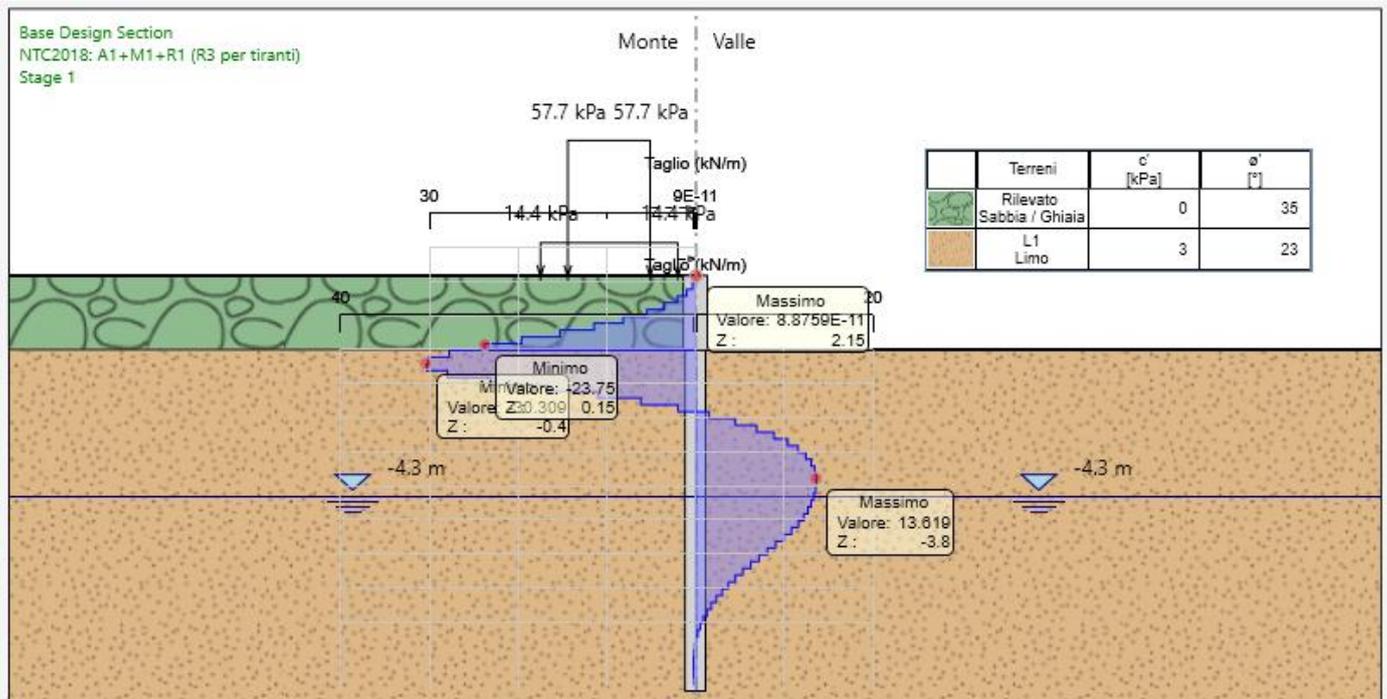


Figura 20 – Taglio SLU.

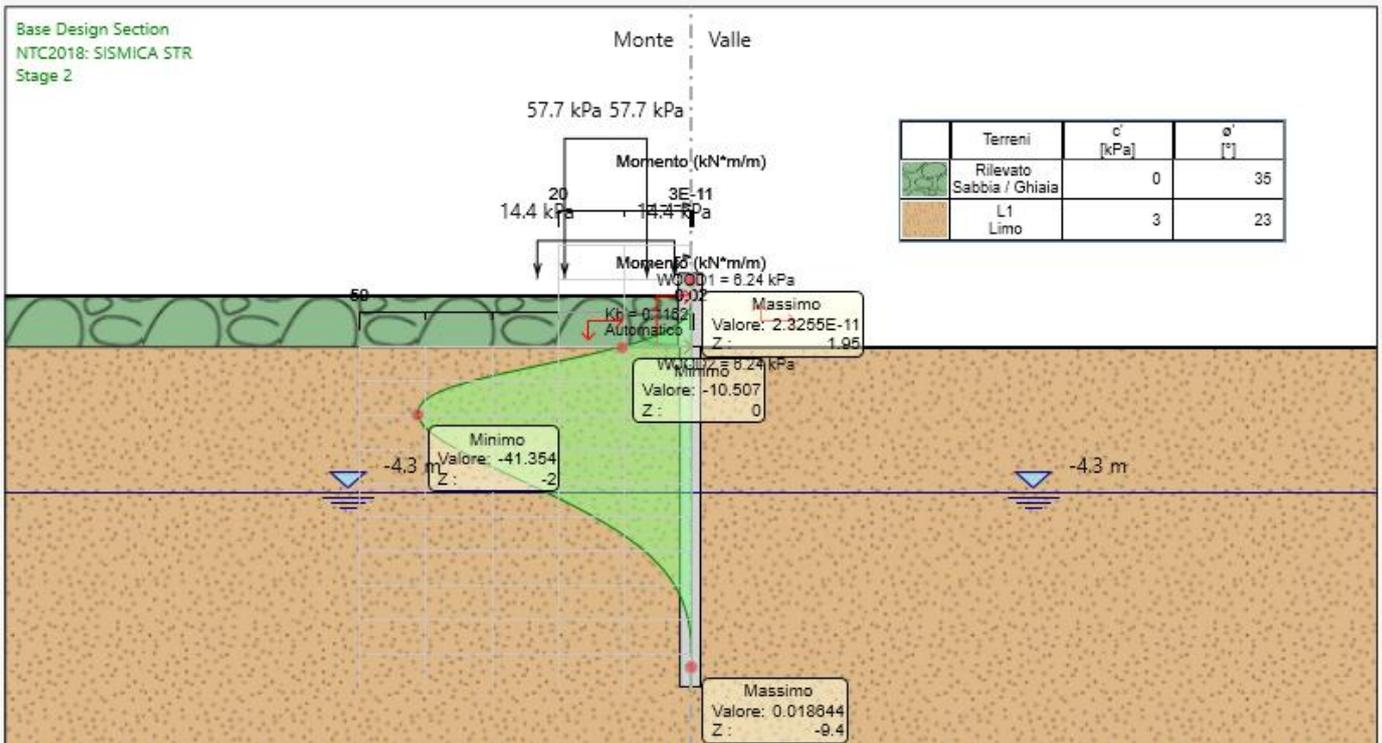


Figura 21 – Momento SLV.

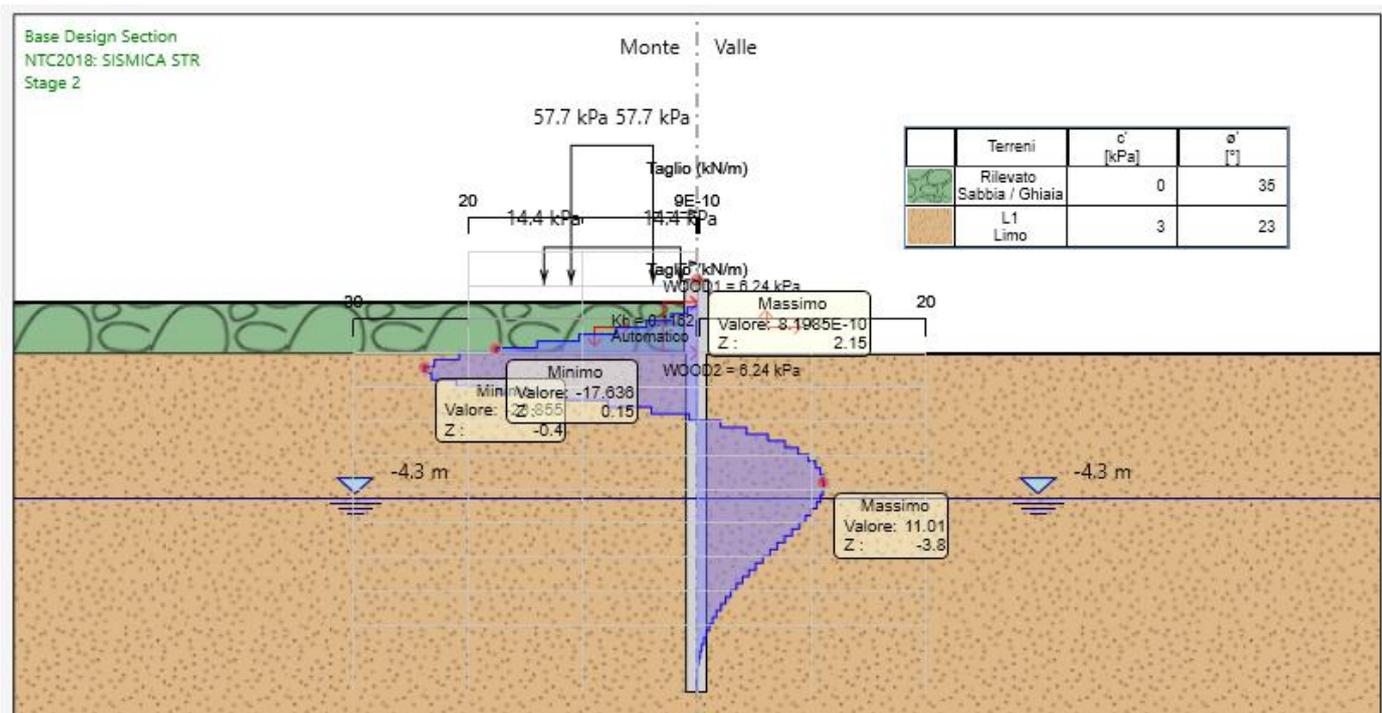


Figura 22 – Taglio SLV.

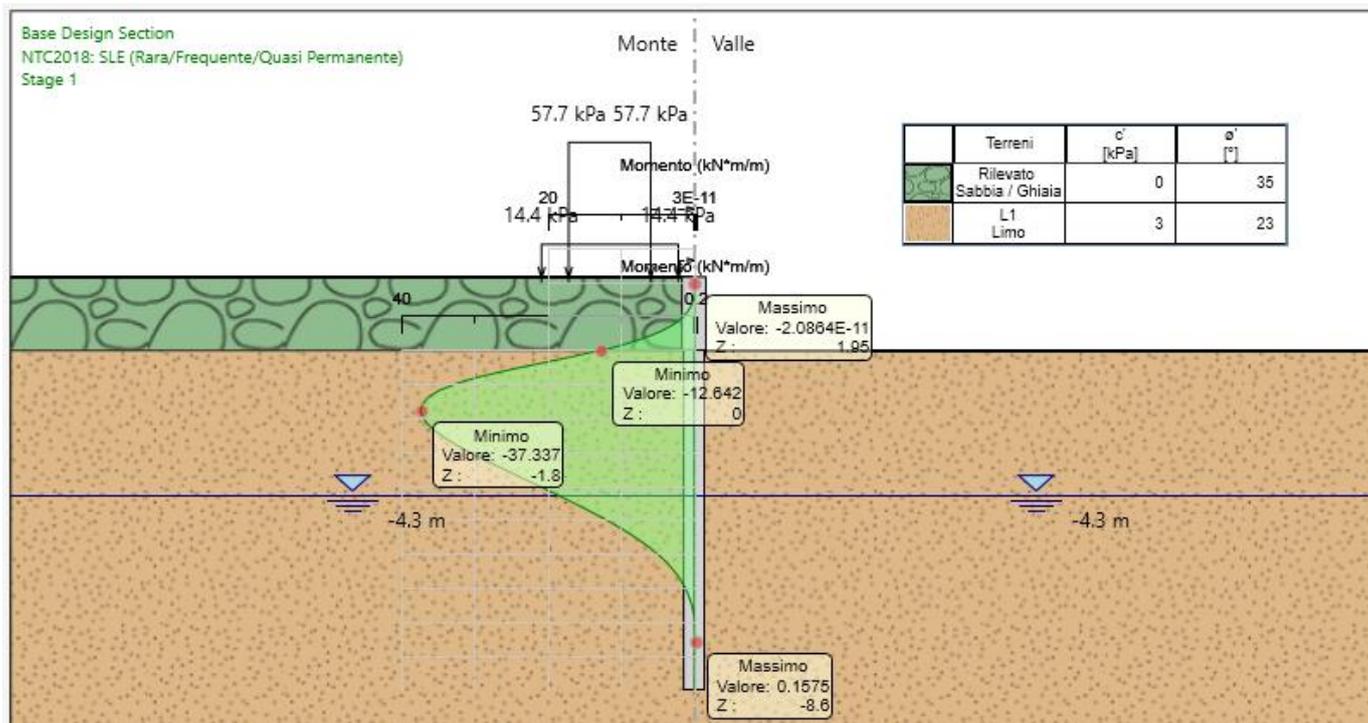


Figura 23 – Momento SLE.

Moltiplicando le sollecitazioni ottenute per l'interasse dei pali, pari a 1.80 m, si ottiene il valore delle azioni agenti sul singolo palo:

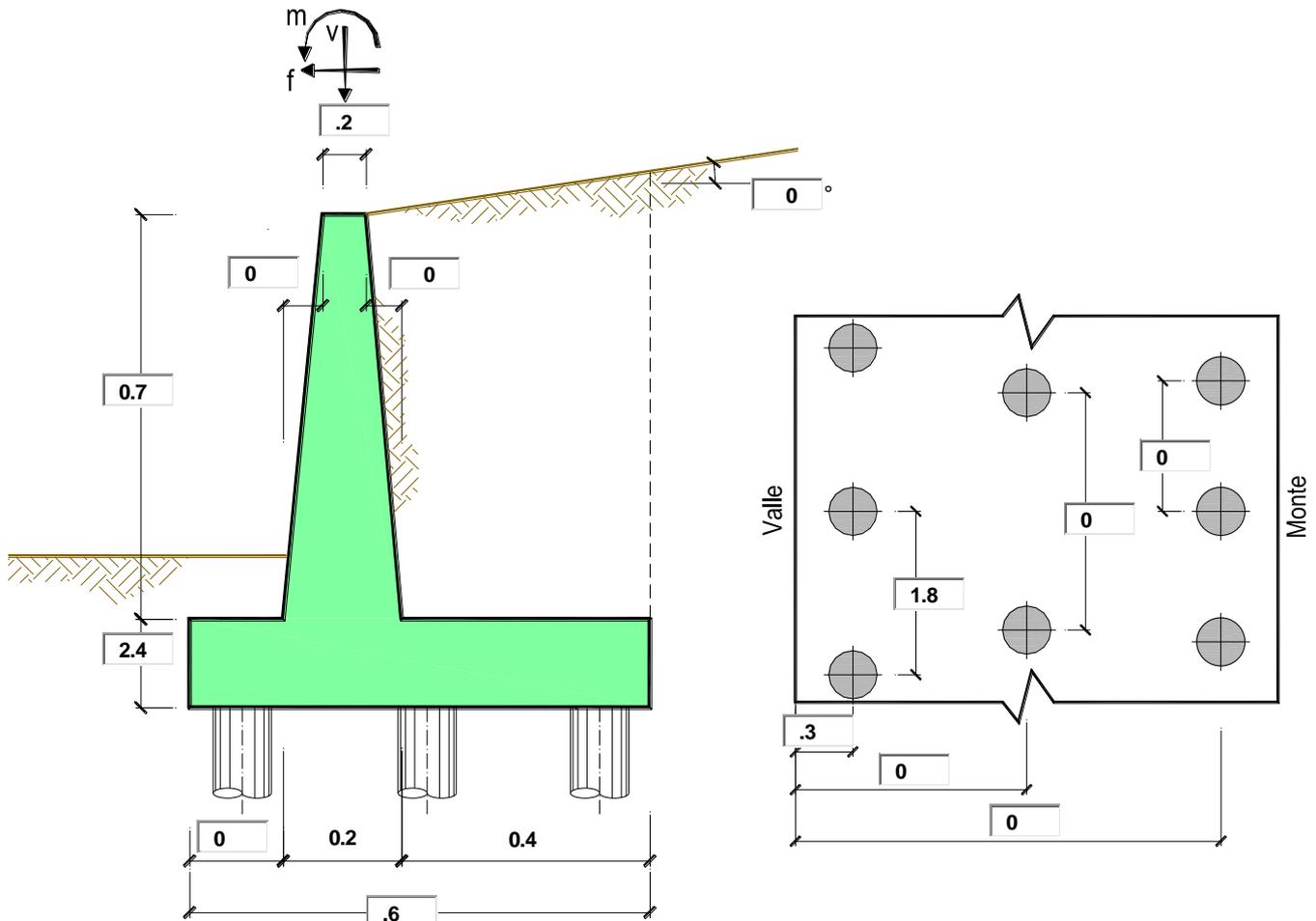
	N [kN]	M[kN]	V[kN]
SLU	62.7	93.4	54.5
SLV	64.1	74.4	40.6
SLE	62.7	67.2	

Le sollecitazioni ottenute sono inferiori rispetto a quelle che si ottengono con lo schema di calcolo a "palo singolo", che si riporta nei capitoli successivi.

MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	91 di 165

18.2 SCHEMA DI CALCOLO “PALO SINGOLO”



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	0.70	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.20	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	0.60	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	2.40	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0.40	(m)

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

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	92 di 165

Dati geotecnici e carichi agenti – Condizione statica e sismica

Dati Geotecnici			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	38.00	38.00	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00	20.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	25.33	25.33	

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.13	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.6	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.76	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.15808	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0790	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> si

		SLE		STR/GEO	
Coeff. di Spinta a riposo		k_0	0.384	0.384	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	k_a	0.217	0.217	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	k_{as+}	0.307	0.307	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	k_{as-}	0.325	0.325	

Carichi Agenti			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE - sisma		STR/GEO	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	q_p	14.40	18.72	
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	f_p	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	v_p	0.00	0.00	
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	m_p	0.00	0.00	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	57.00	85.50	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	
Coefficients di combinazione			condizione frequente Ψ_1	1.00	condizione quasi permanente Ψ_2	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	q_s	11.40		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	f_s	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	v_s	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	m_s	0.00		

MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	93 di 165

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls

Rck = 40 (MPa)
 fck = 32 (MPa)
 fcm = 40
 Ec = 33346 (MPa)
 α_{cc} = 0.85
 γ_c = 1.50
 $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$ = 18.13 (MPa)
 $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$ = 3.02 (MPa)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c = 9.75 Mpa
 σ_t = 260 Mpa

condizioni sismiche

σ_c = 8.5 Mpa
 σ_t = 260 Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente 0.2 mm
 Quasi Permanente 0.2 mm

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 450 (MPa)
 γ_s = 1.15
 f_{yd} = f_{yk} / γ_s = 391.30 (MPa)
 E_s = 210000 (MPa)
 ϵ_{ys} = 0.19%

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 7.00 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c_{min} = 5.00 (cm)

Interferro tra I e II strato

i_{I-II} = 1.60 (cm)

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	94 di 165

18.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SUI PALI DI FONDAZIONE

18.3.1 Forze verticali e inerziali

FORZE VERTICALI

			SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	3.50	3.50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	36.00	36.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4	(kN/m)	39.50	39.50
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	5.60	5.60
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma') / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	5.76	7.49
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	11.36	13.09
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	22.8	34.2
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	4.56	

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

- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	0.35	0.35
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	10.80	10.80
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4	(kNm/m)	11.15	11.15
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	2.24	2.24
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	2.30	3.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	4.54	5.24
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	9.12	13.68
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	1.82	

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	95 di 165

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot k_h$	(kN/m)	6.24
Ps v =	$P_m \cdot k_v$	(kN/m)	3.12

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

Ptsh =	$P_t \cdot k_h$	(kN/m)	2.07
Ptsv =	$P_t \cdot k_v$	(kN/m)	1.03

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

MPs1 h=	$k_h \cdot P_{m1} \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kN/m)	0.00
MPs2 h=	$k_h \cdot P_{m2} \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kN/m)	1.52
MPs3 h=	$k_h \cdot P_{m3} \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kN/m)	0.00
MPs4 h=	$k_h \cdot P_{m4} \cdot (H_2/2)$	(kN/m)	6.83
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4$	(kN/m)	8.35

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

MPs1 v=	$k_v \cdot P_{m1} \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kN/m)	0.00
MPs2 v=	$k_v \cdot P_{m2} \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kN/m)	0.03
MPs3 v=	$k_v \cdot P_{m3} \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kN/m)	0.00
MPs4 v=	$k_v \cdot P_{m4} \cdot (B/2)$	(kN/m)	0.85
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4$	(kN/m)	0.88

- 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)	2.43
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)	2.43

- 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)	0.18
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)	0.18

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	96 di 165

18.3.2 Spinte in condizione statica

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot k0$$

$$Sq \text{ perm} = q \cdot (H2+H3+H4) \cdot k0$$

$$Sq \text{ acc} = q \cdot (H2+H3+H4) \cdot k0$$

	SLE	STR/GEO
(kN/m)	36.93	48.02
(kN/m)	17.16	22.30
(kN/m)	67.91	101.87

- Componente orizzontale condizione statica

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

$$Sqh \text{ perm} = Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$$

$$Sqh \text{ acc} = Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$$

(kN/m)	33.38	43.40
(kN/m)	15.51	20.16
(kN/m)	61.38	92.07

- Componente verticale condizione statica

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

$$Sqv \text{ perm} = Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$$

$$Sqv \text{ acc} = Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$$

(kN/m)	15.80	20.55
(kN/m)	7.34	9.54
(kN/m)	29.06	43.59

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

$$MSt1 = Sth \cdot ((H2+H3+H4)/3)$$

$$MSt2 = Stv \cdot B$$

$$MSq1 \text{ perm} = Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$$

$$MSq2 \text{ perm} = Sqv \text{ perm} \cdot B$$

$$MSq1 \text{ acc} = Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$$

$$MSq2 \text{ acc} = Sqv \text{ acc} \cdot B$$

	SLE	STR/GEO
(kN/m)	34.50	44.84
(kN/m)	9.48	12.33
(kN/m)	24.04	31.25
(kN/m)	4.40	5.73
(kN/m)	95.14	142.71
(kN/m)	17.44	26.15

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

$$Mfext \text{ perm} = mp + fp \cdot (H3 + H2) + vp \cdot (B1 + B2 + B3/2)$$

$$Mfext \text{ acc} = m + f \cdot (H3 + H2) + v \cdot (B1 + B2 + B3/2)$$

(kNm/m)	0.00	0.00
(kNm/m)	0.00	0.00

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N \text{ perm} = Pm + Pt + vp + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$$

$$N \text{ acc min} = v + Sqv \text{ acc}$$

$$N \text{ acc max} = v + Sqv \text{ acc} + q \text{ acc}$$

(kN/m)	74.01	82.68
(kN/m)	29.06	43.59
(kN/m)	51.86	77.79

Risultante forze orizzontali (T)

$$T \text{ perm} = Sth + Sqh \text{ perm} + fp$$

$$T \text{ acc} = Sqh \text{ acc} + f$$

(kN/m)	48.89	63.56
(kN/m)	61.38	92.07

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM \text{ perm} = \Sigma M$$

$$MM \text{ acc (Nmin)} = \Sigma M$$

$$MM \text{ acc (Nmax)} = \Sigma M$$

(kNm/m)	-28.95	-41.65
(kNm/m)	-77.71	-116.56
(kNm/m)	-68.59	-102.88

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 005

C

97 di 165

18.3.3 Spinte in condizione sismica+

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

$$Sst1 \text{ stat} = 0,5 \cdot g \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$$

$$Sst1 \text{ sism} = 0,5 \cdot g \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot kas+ - Sst1 \text{ stat}$$

$$Ssq1 \text{ perm} = qp \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas+$$

$$Ssq1 \text{ acc} = qs \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas+$$

	SLE	STR/GEO
(kN/m)	20.83	20.83
(kN/m)	10.97	10.97
(kN/m)	13.69	13.69
(kN/m)	10.84	10.84

- Componente orizzontale condizione sismica +

$$Sst1h \text{ stat} = Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$$

$$Sst1h \text{ sism} = Sst1 \text{ sism} \cdot \cos(d)$$

$$Ssq1h \text{ perm} = Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos(d)$$

$$Ssq1h \text{ acc} = Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos(d)$$

(kN/m)	18.83	18.83
(kN/m)	9.92	9.92
(kN/m)	12.38	12.38
(kN/m)	9.80	9.80

- Componente verticale condizione sismica +

$$Sst1v \text{ stat} = Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$$

$$Sst1v \text{ sism} = Sst1 \text{ sism} \cdot \sin(d)$$

$$Ssq1v \text{ perm} = Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin(d)$$

$$Ssq1v \text{ acc} = Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin(d)$$

(kN/m)	8.91	8.91
(kN/m)	4.69	4.69
(kN/m)	5.86	5.86
(kN/m)	4.64	4.64

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

$$MSst1 \text{ stat} = Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4)/3)$$

$$MSst1 \text{ sism} = Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4)/3)$$

$$MSst2 \text{ stat} = Sst1v \text{ stat} \cdot B$$

$$MSst2 \text{ sism} = Sst1v \text{ sism} \cdot B$$

$$MSsq1 = Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4)/2)$$

$$MSsq2 = Ssq1v \cdot B$$

	SLE	STR/GEO
(kN/m)	19.46	19.46
(kN/m)	10.25	10.25
(kN/m)	5.35	5.35
(kN/m)	2.82	2.82
(kN/m)	34.37	34.37
(kN/m)	6.30	6.30

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

$$Mfext1 = mp+ms$$

$$Mfext2 = (fp+fs) \cdot (H3 + H2)$$

$$Mfext3 = (vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$$

(kNm/m)		0.00
(kNm/m)		0.00
(kNm/m)		0.00

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$Nmin = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$$

$$Nmax = Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q acc$$

(kN/m)	79.12	79.12
(kN/m)	79.12	83.68

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Pts h$$

(kN/m)	59.23	59.23
--------	-------	-------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM (Nmin) = \sum M$$

$$MM (Nmax) = \sum M$$

(kNm/m)	-43.64	-43.64
(kNm/m)	-41.82	-41.82

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	98 di 165

18.3.4 Spinte in condizione sismica-

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO
Sst1 stat =	$0,5 \cdot g \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m) 20.83	20.83
Sst1 sism =	$0,5 \cdot g \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot kas - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m) 7.97	7.97
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas -$	(kN/m) 14.53	14.53
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas -$	(kN/m) 11.50	11.50

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 18.83	18.83
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos(d)$	(kN/m) 7.21	7.21
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos(d)$	(kN/m) 13.13	13.13
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos(d)$	(kN/m) 10.40	10.40

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 8.91	8.91
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin(d)$	(kN/m) 3.41	3.41
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin(d)$	(kN/m) 6.22	6.22
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin(d)$	(kN/m) 4.92	4.92

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m) 19.46	19.46
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m) 7.45	7.45
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kN/m) 5.35	5.35
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kN/m) 2.05	2.05
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m) 36.47	36.47
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kN/m) 6.68	6.68

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

Nmin =	$Pm+ Pt + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	(kN/m) 70.17	70.17
Nmax =	$Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q \text{ acc}$	(kN/m) 74.73	74.73

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	(kN/m) 57.88	57.88
-----	-----------------------------------------	--------------	-------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM (Nmin) =	ΣM	(kNm/m) -45.44	-45.44
MM (Nmax) =	ΣM	(kNm/m) -43.62	-43.62

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 005

C

99 di 165

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU

caso	Np		Mp		Tp		
	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	
	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	
statico	Nmin	82.68	43.59	66.46	129.64	63.56	92.07
	Nmax	82.68	77.79	66.46	126.22		
sisma+	Nmin	79.12		67.38		59.23	
	Nmax	83.68		66.92			
sisma-	Nmin	70.17		66.49		57.88	
	Nmax	74.73		66.04			

Sollecitazioni sui pali SLU

caso	N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	Nmin	227.28					280.13	
	Nmax	288.84						
sisma+	Nmin	142.42					106.62	
	Nmax	150.63						
sisma-	Nmin	126.30					104.18	
	Nmax	134.51						

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche

caso	Np			Mp			Tp	
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Accidentali
statico	rara	29.06	51.86		86.42	-68.59		61.38
	freq.	74.01	51.85870638	51.15	86.42	-68.59	48.89	61.38
	quasi perm	0.00	0.00		0.00	0.00		0.00
sisma+	Nmin	79.12			67.38		59.23	
	Nmax	79.12			65.55			
sisma-	Nmin	70.17			66.49		57.88	
	Nmax	74.73			66.04			

Sollecitazioni sui pali SLE/ caratteristiche

caso	N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	rara	52.31						110.49
	Nmin	133.21	52.31				88.00	110.49
	quasi perm	0.00						0.00
statico	rara	93.35						110.49
	Nmax	133.21	93.35				88.00	110.49
	quasi perm	0.00						0.00
sisma+	Nmin	142.42					106.62	
	Nmax	142.42						
sisma-	Nmin	126.30					104.18	
	Nmax	134.51						

MURI DI INTERBINARIO
 Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	100 di 165

18.4 VERIFICHE GEOTECNICHE

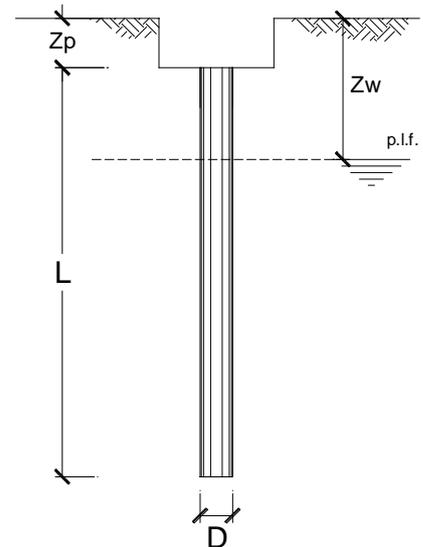
18.4.1 Verifica a carico limite verticale – condizioni drenate

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO

CANTIERE:
OPERA:
DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	0.60	(m)	Area del Palo (A _p):	0.283	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	1.00	(m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	4.50	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	294.353	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	1		L _{palo} =	10.00	(m)

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _s traz
			γ _G	γ _Q			
SLS	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c' med (kPa)	φ' med (°)	C _u med (kPa)
1	10.00	L1	19.00	3.0	23.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.61	0.42		

Per la determinazione del carico assiale è stato aggiunto all'azione normale di progetto agente sul singolo palo il peso proprio del palo stesso, diminuito del peso del terreno asportato e alleggerito della sottospinta idraulica:

$$Q_{\text{assiale}} = 288.84 + (\gamma_{\text{cls}} * L_{\text{palo}} - \gamma_{\text{terreno}} * L_{\text{terreno}} - \gamma_w * L_w) * A * 1.3 = 294.35 \text{ kN.}$$

18.4.3 Verifica a carico limite orizzontale – condizioni drenate

Momento di plasticizzazione

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 600 (mm)

Raggio = 300 (mm)

Sforzo Normale = 227.28 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

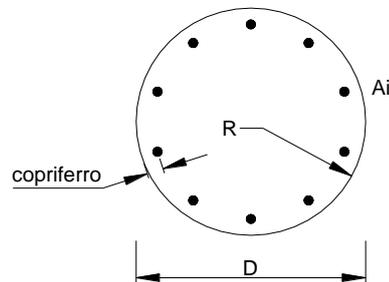
Rck = 40 (Mpa)

fck = 32 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 18.13$ (Mpa)



Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 450 (Mpa)

γ_s = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3$ (Mpa)

E_s = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.186%

ϵ_{uk} = 10.000%

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
20	φ 24	9047.79	84
	φ	0.00	
0	φ 0	0.00	0

calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 650.5$ (kN m)

Inserisci

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	105 di 165

Hp. Broms γ_R **1.3** Resistenza globale
A1+M1+R3 ξ_3 **1.7** Verticali di indagine
 η **0.8** Efficienza palificata

Opera: **Prova 01**

Stratigrafia da testa palo

Unità	Nome	Tipo	γ	c'	φ'	K_p	C_u
			kN/mc	kPa	°	-	kPa
1	L1	Incoerente	19	3	23	2.28	

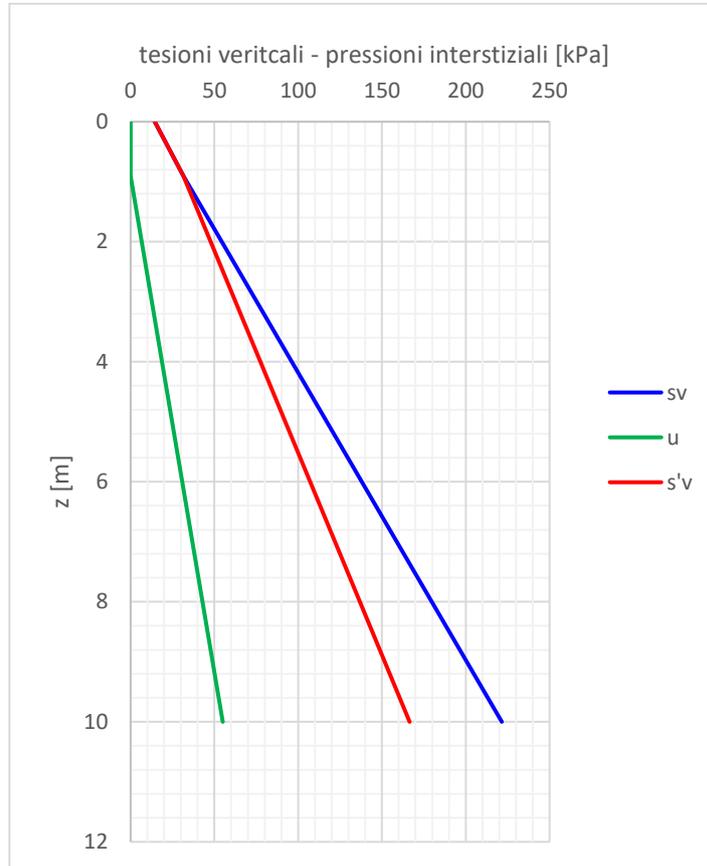
d_{palo}	0.6	m
L_{palo}	10	m
$z_{testa\ palo}$	0.8	m
z_w	4.5	m
$\gamma_{Rinterro}$	18	kN/mc
q	14.4	kPa

Per Broms modificato: possibilità di tener conto di un sovraccarico di monte

M_{Rd}	650	kNm
T_{Ed}	280.13	kN

Stratigrafia da testa palo

Unità	Nome	z_{i-f}	spessore	s_v	u	s'_v	p
		m	m	kPa	kPa	kPa	kN/m
1	L1	0	10	14.4	0	14.4	59.165588
		0.9		31.5	0	31.5	129
		0.9		31.5	0	31.5	129
		10		221.5	55	166.5	684



Meccanismo	T_{MAX}	M_{MAX}	$a^{(*)}$	$f^{(**)}$
	kN	kNm	m	m
Palo Corto	3873	23905	-	-
Palo intermedio	3873	23255	17.86	-
Palo lungo	1504	650	-	5.54

(*) a = profondità punto di rotazione

(**) f = profondità formazione seconda cerniera plastica

Resistenza di progetto	$T_{Rk,s}$ [kN]	1504	Resistenza caratteristica palo singolo
	$T_{Rd,s}$ [kN]	680	Resistenza di progetto palo singolo
	$T_{Rd,g}$ [kN]	544	Resistenza di progetto palificata

Verifica	T_{Ed} [kN]	280.13	OK
	T_{Rd} [kN]	544	

18.4.4 Verifica a carico limite orizzontale – condizioni non drenate

Momento di plasticizzazione

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 600 (mm)

Raggio = 300 (mm)

Sforzo Normale = 227.28 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

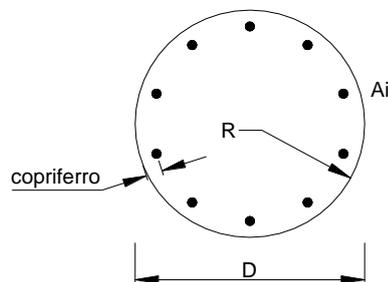
Rck = 40 (Mpa)

fck = 32 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 18.13$ (Mpa)



Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 450 (Mpa)

γ_s = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3$ (Mpa)

E_s = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.186%

ϵ_{uk} = 10.000%

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
20	ϕ 24	9047.79	84
	ϕ	0.00	
0	ϕ 0	0.00	0

calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 650.5$ (kN m)

Inserisci

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	108 di 165

Hp. Broms	γ_R	1.3	Resistenza globale
A1+M1+R3	ξ_3	1.7	Verticali di indagine
	η	0.8	Efficienza palificata

Opera: **Prova 01**

Stratigrafia da testa palo

Unità	Nome	Tipo	γ	c'	φ'	K_p	C_U
			kN/mc	kPa	°	-	kPa
1	L1	Coesivo	19	3	23	2.28	35

d_{palo}	0.6	m
L_{palo}	10	m
$z_{testa\ palo}$	0.8	m
z_w	4.5	m
$\gamma_{Rinterro}$	18	kN/mc
q	14.4	kPa

Per Broms modificato: possibilità di tener conto di un sovraccarico di monte

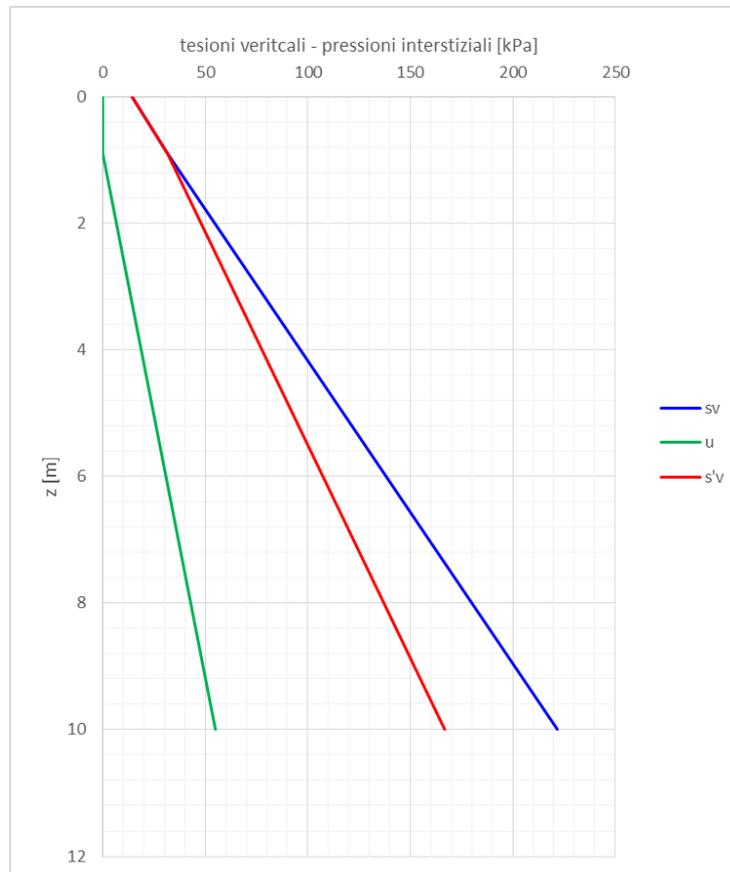
M_{Rd}	650	kNm
T_{Ed}	280.13	kN

Stratigrafia da testa palo

Unità	Nome	z_{i-f}	spessore	s_v	u	s'_v	p
		m	m	kPa	kPa	kPa	kN/m
1	L1	0	10	14.4	0	14.4	0
		0.9		31.5	0	31.5	0
		0.9		31.5	0	31.5	189
		10		221.5	55	166.5	189

MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	109 di 165



Meccanismo	T_{MAX}	M_{MAX}	$a^{(*)}$	$f^{(**)}$
	kN	kNm	m	m
Palo Corto	1729	9381	-	-
Palo intermedio	1721	8724	17.86	-
Palo lungo	878	650	-	5.54

(*) a = profondità punto di rotazione

(**) f = profondità formazione seconda cerniera plastica

Resistenza di progetto	$T_{Rk,s}$ [kN]	878	Resistenza caratteristica palo singolo
	$T_{Rd,s}$ [kN]	397	Resistenza di progetto palo singolo
	$T_{Rd,g}$ [kN]	318	Resistenza di progetto palificata

Verifica	T_{Ed} [kN]	280.13	OK
	T_{Rd} [kN]	318	

MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	110 di 165

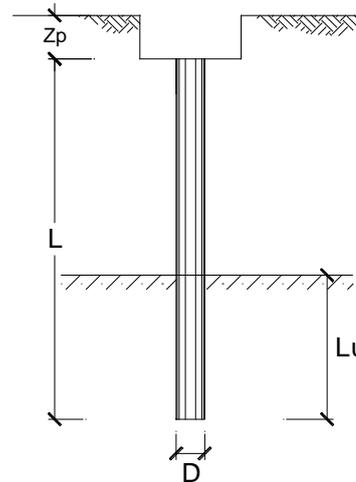
18.5 CALCOLO DEI CEDIMENTI

CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

OPERA: 0

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D): 0.60 (m)
 Carico sul palo (P): 294.4 (kN)
 Lunghezza del Palo (L): 10.00 (m)
 Lunghezza Utile del Palo (Lu): 10.00 (m)
 Modulo di Deformazione (E): 28.00 (MPa)
 Numero di pali della Palificata (n): 10 (-)
 Spaziatura dei pali (s): 1.8 (m)



CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): 1.72 (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile} = 1.81 \text{ (mm)}$$

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$$\delta_p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$$

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n * s / L)^{0,5} \quad R = 1.342$$

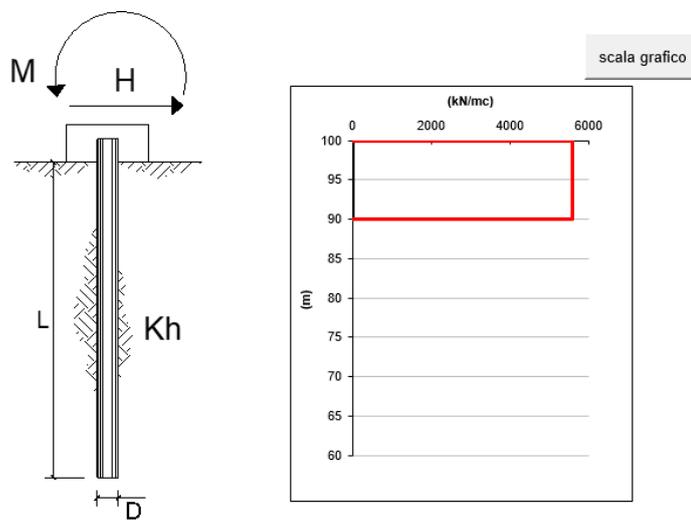
Cedimento della palificata

$$\delta_p = n * R_g * \delta = 10 * 0.44 * 1.81 = 8.05 \text{ (mm)}$$

18.6 CONTROLLO DELLA MOBILITAZIONE DELLA SPINTA ATTIVA IN COND. SISMICHE

La valutazione degli spostamenti dei pali di fondazione, ai fini del controllo dell'attivazione della condizione di spinta attiva del terreno, è stata effettuata calcolando il coefficiente k_h , in via cautelativa, attraverso la formulazione proposta da Davisson (1970), il quale ha suggerito di porre, nel caso di terreni coesivi:

$$k_h = 67c_u/d$$



strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1	L1	100.00	5583	0
<input type="checkbox"/> strato 2				
<input type="checkbox"/> strato 3				
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

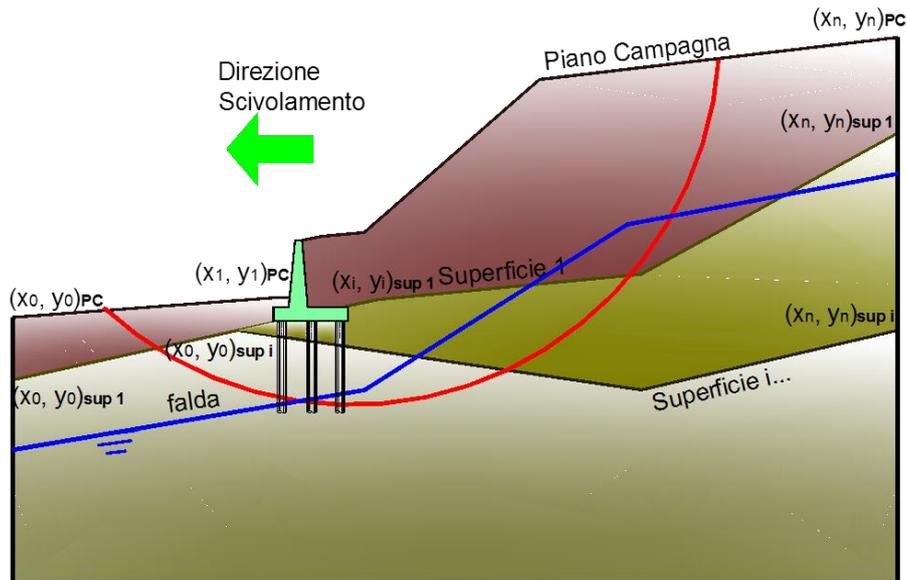
Diametro del palo	0.6 (m)
J palo	0.00636 (m ⁴)
Lunghezza del palo	10 (m)
Forza orizzontale in testa	280.13 (kN)
Momento in testa	346.81 (kNm)
E cls	33642.78 (Mpa)
dimensione elementi	0.2 (m)
<input checked="" type="radio"/> palo impedito di ruotare <input type="radio"/> palo impedito di traslare <input type="radio"/> palo libero	

Calcolo
(ctrl+r)

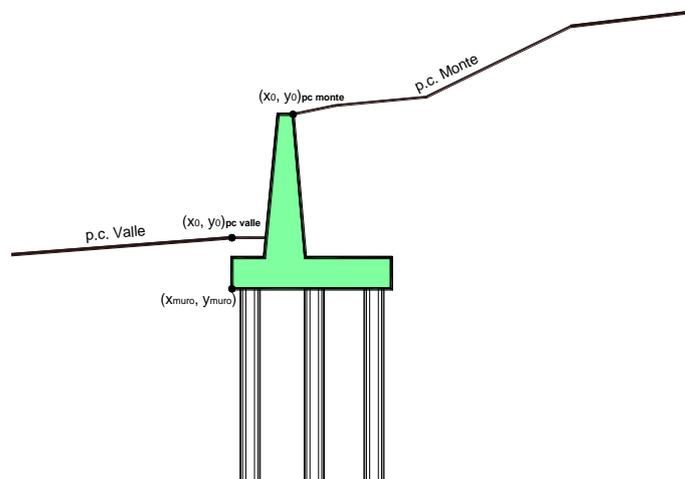
Spostamenti, Rotazioni, Pressione

nodo	z	y(z)	$\alpha(z)$	p(z)
	quota (m)	(mm)	(rad)	(kPa)
1	100.00	21.84	0.00000	121.94
2	99.80	21.79	0.00050	121.65
3	99.60	21.64	0.00096	120.83
4	99.40	21.41	0.00136	119.54
5	99.20	21.10	0.00172	117.81
6	99.00	20.72	0.00204	115.70
7	98.80	20.29	0.00232	113.26
8	98.60	19.80	0.00257	110.53
9	98.40	19.26	0.00278	107.54
10	98.20	18.69	0.00296	104.33
11	98.00	18.08	0.00311	100.94
12	97.80	17.44	0.00323	97.39
13	97.60	16.79	0.00333	93.72
14	97.40	16.11	0.00341	89.96
15	97.20	15.42	0.00347	86.12
16	97.00	14.73	0.00351	82.22
17	96.80	14.02	0.00353	78.29
18	96.60	13.32	0.00353	74.35
19	96.40	12.61	0.00353	70.40
20	96.20	11.91	0.00351	66.47
21	96.00	11.21	0.00349	62.56
22	95.80	10.51	0.00345	58.69
23	95.60	9.83	0.00341	54.86
24	95.40	9.15	0.00336	51.08
25	95.20	8.48	0.00331	47.36
26	95.00	7.83	0.00325	43.69
27	94.80	7.18	0.00319	40.09
28	94.60	6.55	0.00314	36.56
29	94.40	5.93	0.00308	33.09
30	94.20	5.32	0.00302	29.69

18.7 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

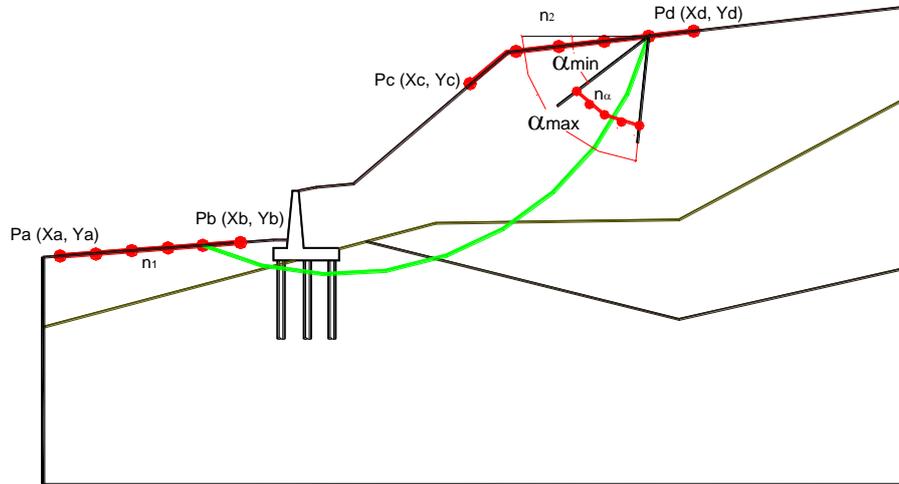


	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19	32.00656	0	Rilevato ferroviario
materiale 2	19	18.75645	2.4	L1



MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	114 di 165



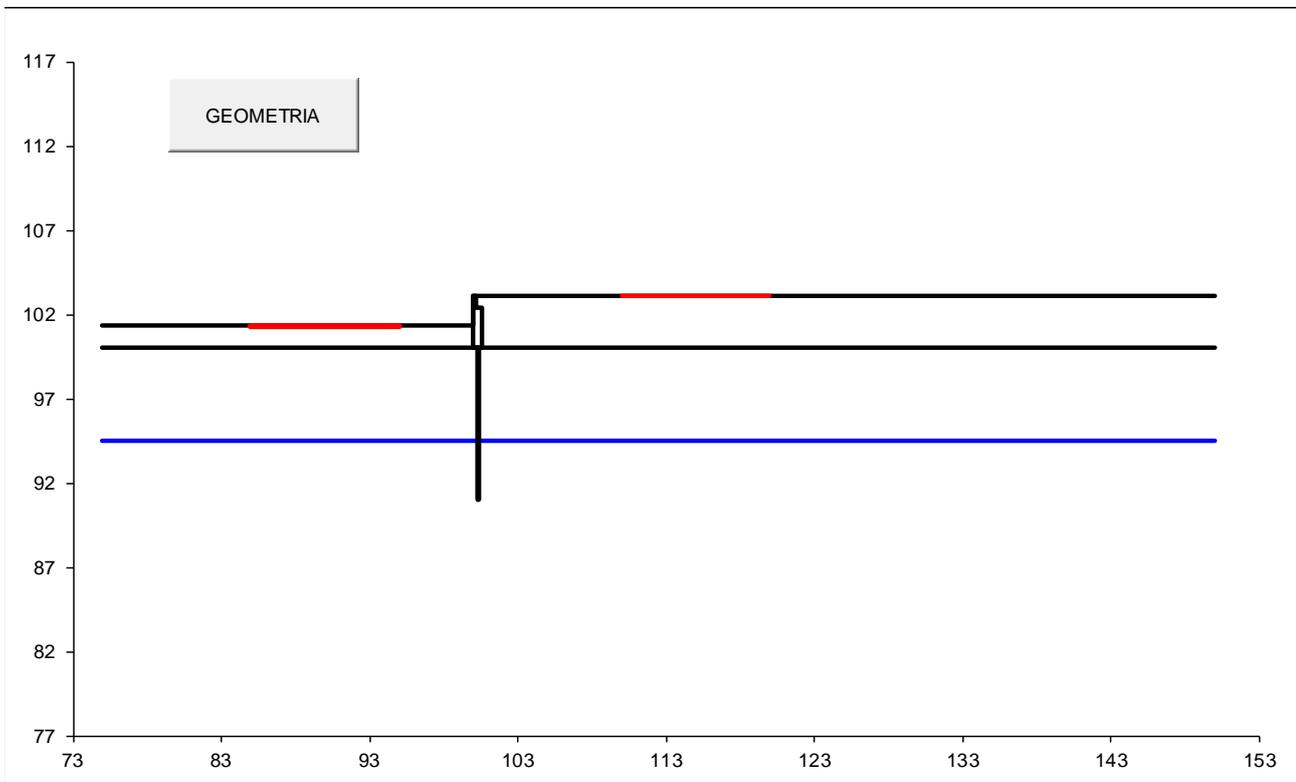
p.c. valle			p.c. monte			superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda		
materiale 1						materiale 2		materiale 2		materiale 3		<input checked="" type="checkbox"/>		
	x	y		x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	101.300	0	100.200	103.100	0	75.000	100.000	0			0	75.000	94.500
1	75.000	101.300	1	150.000	103.100	1	150.000	100.000	1			1	150.000	94.500

MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	115 di 165

Caratteristiche dei pali

Lunghezza pali	10.00	m
Diametro pali	0.60	m
Rigidezza EI	50000.00	kN m ²
Momento di plasticizzazione	650.50	kN m
Taglio ultimo pali	280.13	kN



#strisce
30

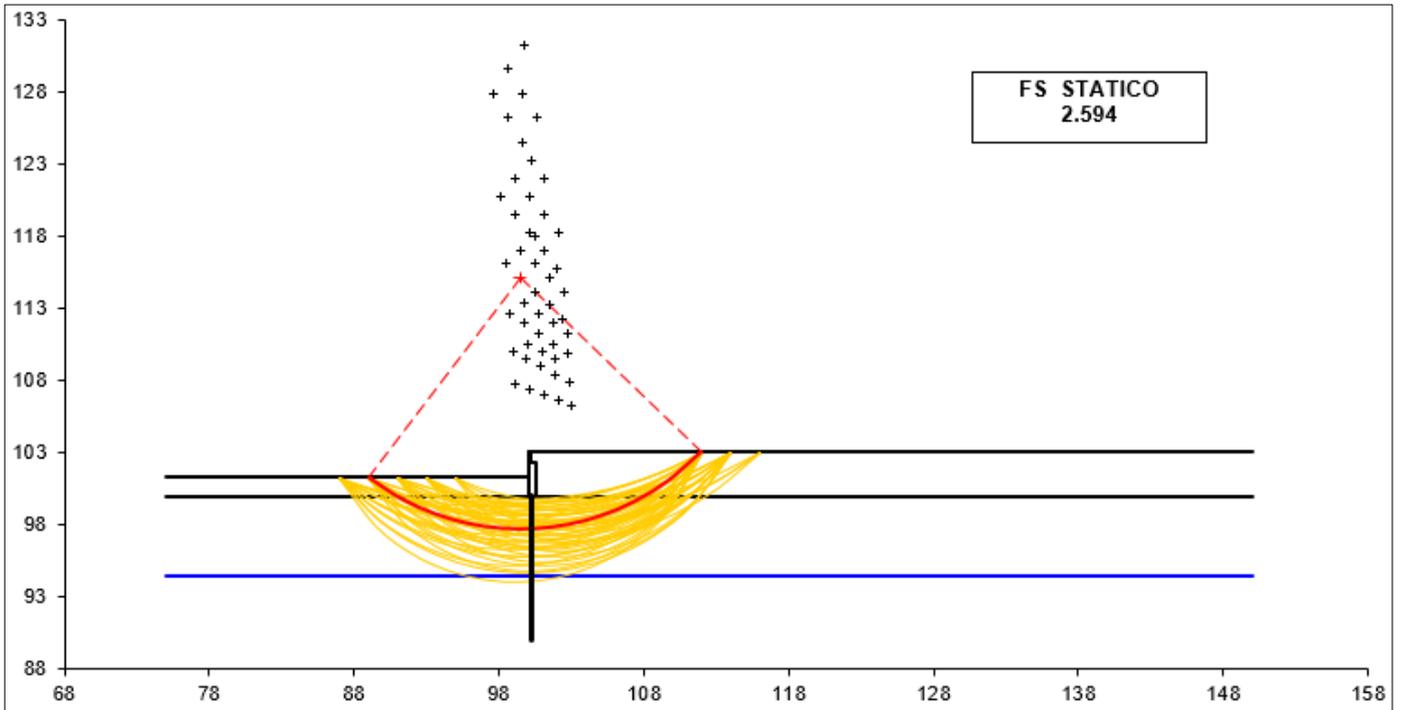
# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	146	STATICO
	SISMICO	2.016

CALCOLO

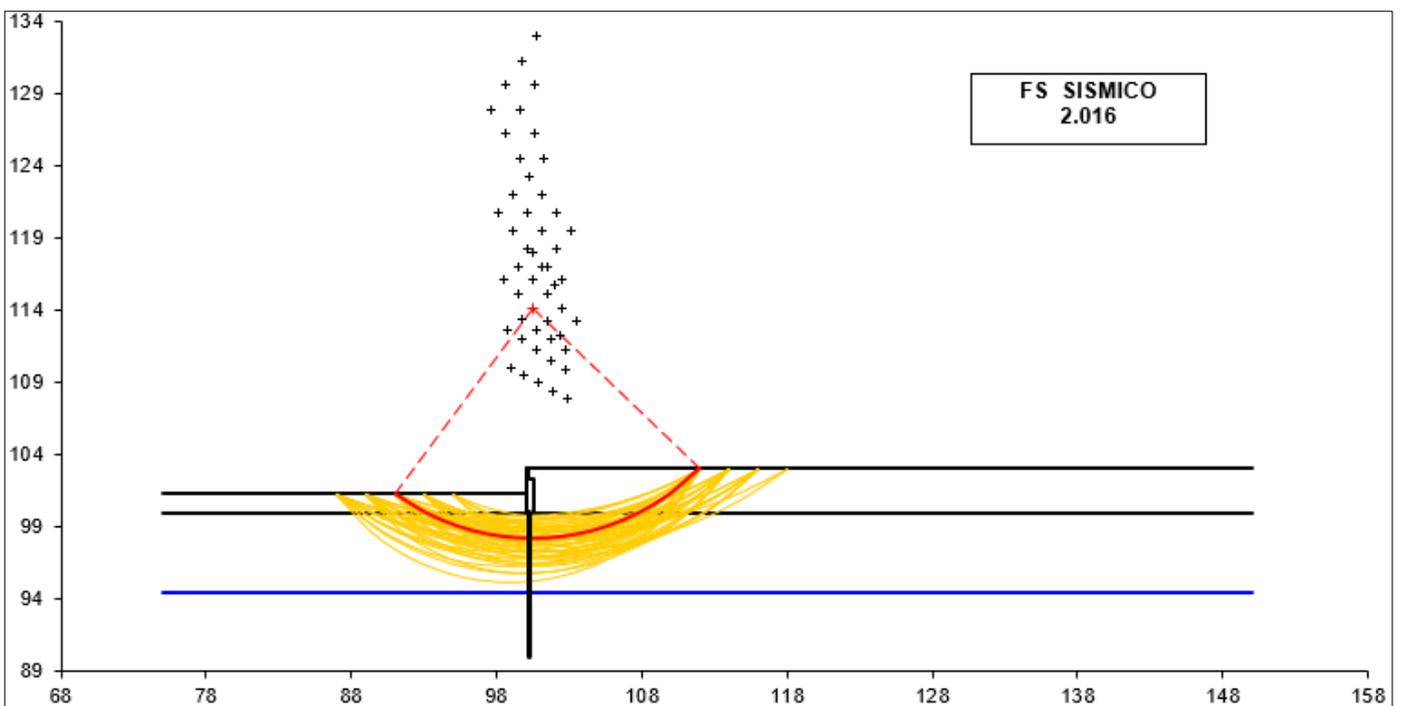
MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	116 di 165

Condizioni statiche



Condizioni sismiche

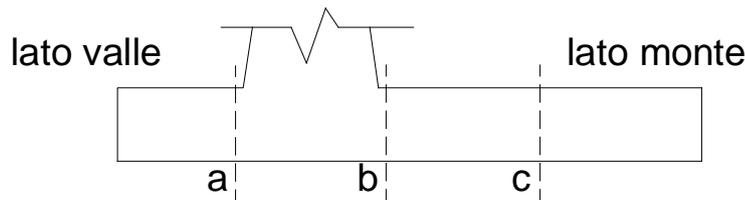


18.8 VERIFICHE STRUTTURALI

18.8.1 Calcolo delle sollecitazioni

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE



Mensola Lato Valle

$$M_a = \sum N_i \cdot (B_1 - d_i) / i_i - PP \cdot (1 \pm kv) \cdot B_1^2 / 2$$

$$T_a = \sum N_i / i_i - PP \cdot (1 \pm kv)$$

\sum estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

$$M_b = \sum N_i \cdot (B_5 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot B_5^2 / 2 + p_{vb} \cdot B_5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B_5^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v) \cdot B_5$$

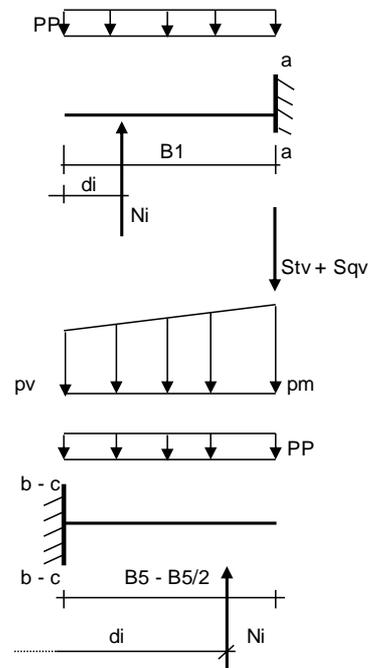
$$M_c = \sum N_i \cdot (B_5 / 2 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + p_{vc} \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v) \cdot B_5 / 2$$

$$V_b = \sum N_i / i_i - [PP \cdot B_5 + p_{vb} \cdot B_5 + (p_m - p_{vb}) \cdot B_5] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v)$$

$$V_c = \sum N_i / i_i - [PP \cdot (B_5 / 2) + p_{vc} \cdot (B_5 / 2) + (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v)$$

\sum estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio	PP	=	60.00	(kN/m ²)
	p _m	=	32.72	(kN/m ²)
	p _{vb}	=	32.72	(kN/m ²)
	p _{vc}	=	32.72	(kN/m ²)



caso	Ma	Va	Mb	Vb	Mc	Vc
	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	0.00	0.00	-24.26	15.50	-16.59	-92.22
sisma+	0.00	0.00	-9.73	15.00	-44.11	-44.11
sisma-	0.00	0.00	-9.20	12.55	-40.54	-40.54

MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	118 di 165

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

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

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

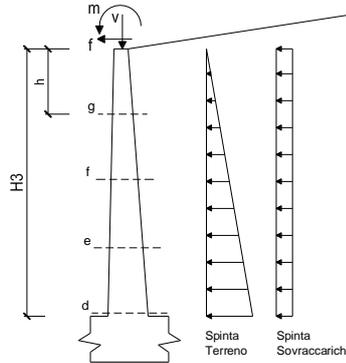
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

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

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	Mext	Mtot	Next	Npp	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.70	0.29	5.00	0.00	5.29	0.00	3.50	3.50
e-e	0.53	0.12	2.81	0.00	2.94	0.00	2.63	2.63
f-f	0.35	0.04	1.25	0.00	1.29	0.00	1.75	1.75
g-g	0.18	0.00	0.31	0.00	0.32	0.00	0.88	0.88

sezione	h	Vt	Vq	Vext	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.70	1.25	14.29	0.00	15.54
e-e	0.53	0.70	10.72	0.00	11.42
f-f	0.35	0.31	7.15	0.00	7.46
g-g	0.18	0.08	3.57	0.00	3.65

condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	Mext	Minerzia	Mtot	Next	Npp+inerzia	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.70	0.22	0.13	1.75	0.00	0.19	2.30	0.00	3.78	3.78
e-e	0.53	0.09	0.06	0.99	0.00	0.11	1.24	0.00	2.83	2.83
f-f	0.35	0.03	0.02	0.44	0.00	0.05	0.53	0.00	1.89	1.89
g-g	0.18	0.00	0.00	0.11	0.00	0.01	0.13	0.00	0.94	0.94

sezione	h	Vt stat	Vt sism	Vq	Vext	Vinerzia	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.70	0.96	0.56	5.01	0.00	0.55	7.08
e-e	0.53	0.54	0.31	3.75	0.00	0.41	5.02
f-f	0.35	0.24	0.14	2.50	0.00	0.28	3.16
g-g	0.18	0.06	0.03	1.25	0.00	0.14	1.48

condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	Mext	Minerzia	Mtot	Next	Npp+inerzia	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.70	0.22	0.09	1.86	0.00	0.19	2.37	0.00	3.22	3.22
e-e	0.53	0.09	0.04	1.05	0.00	0.11	1.29	0.00	2.42	2.42
f-f	0.35	0.03	0.01	0.46	0.00	0.05	0.55	0.00	1.61	1.61
g-g	0.18	0.00	0.00	0.12	0.00	0.01	0.13	0.00	0.81	0.81

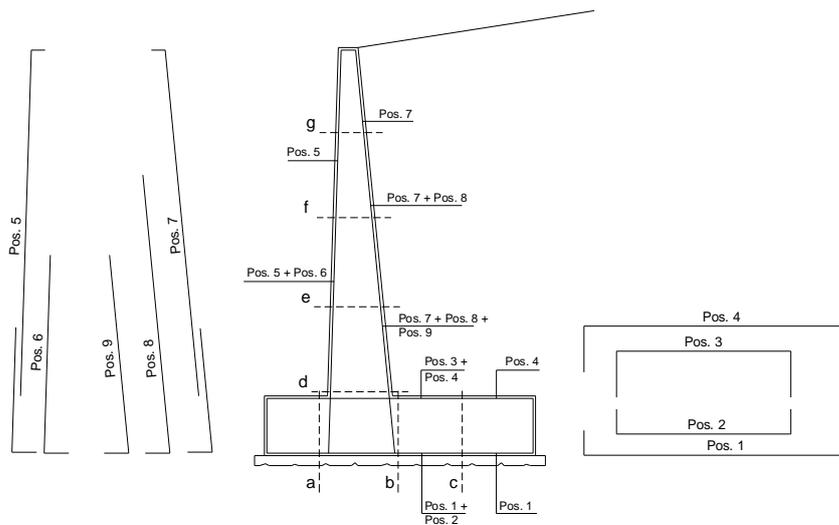
sezione	h	Vt stat	Vt sism	Vq	Vext	Vinerzia	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.70	0.96	0.41	5.31	0.00	0.55	7.23
e-e	0.53	0.54	0.23	3.98	0.00	0.41	5.17
f-f	0.35	0.24	0.10	2.66	0.00	0.28	3.27
g-g	0.18	0.06	0.03	1.33	0.00	0.14	1.55

MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	119 di 165

19 VERIFICA SLU

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16	<input type="checkbox"/>	5	5.0	16	<input type="checkbox"/>
2	0.0		<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	5.0	16	<input type="checkbox"/>
4	5.0	16	<input type="checkbox"/>	8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu	Mu/M
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	(-)
a - a	0.00	0.00	2.40	10.05	10.05	920.43	#DIV/0!
b - b	-24.26	0.00	2.40	10.05	10.05	920.43	37.94
c - c	-44.11	0.00	2.40	10.05	10.05	920.43	20.86
d - d	5.29	3.50	0.20	10.05	10.05	55.13	10.41
e - e	2.94	2.63	0.20	10.05	10.05	55.10	18.76
f - f	1.29	1.75	0.20	10.05	10.05	55.06	42.78
g - g	0.32	0.88	0.20	10.05	10.05	55.03	173.45

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{Rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	0.00	2.40	678.24	10	50	50	21.8	644.47	Armatura a taglio non necessaria
b - b	15.50	2.40	678.24	12	20	50	21.8	2320.09	Armatura a taglio non necessaria
c - c	92.22	2.40	678.24	12	20	50	21.8	2320.09	Armatura a taglio non necessaria
d - d	15.54	0.20	91.26	12	50	50	21.8	51.78	Armatura a taglio non necessaria
e - e	11.42	0.20	91.18	10	50	50	21.8	35.96	Armatura a taglio non necessaria
f - f	7.46	0.20	91.09	10	50	50	21.8	35.96	Armatura a taglio non necessaria
g - g	3.65	0.20	91.00	10	50	50	21.8	35.96	Armatura a taglio non necessaria

20 VERIFICA SLE – TENSIONE

Condizione Statica Rara

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	0.00	0.00	2.40	10.05	10.05	0.00	0.00
b - b	-17.65	0.00	2.40	10.05	10.05	0.06	7.80
c - c	-12.21	0.00	2.40	10.05	10.05	0.04	5.40
d - d	3.65	3.50	0.20	10.05	10.05	1.33	27.41
e - e	2.02	2.63	0.20	10.05	10.05	0.74	14.80
f - f	0.88	1.75	0.20	10.05	10.05	0.32	6.15
g - g	0.22	0.88	0.20	10.05	10.05	0.08	1.27

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	0.00	0.00	2.40	10.05	10.05	0.00	0.00
b - b	-9.36	0.00	2.40	10.05	10.05	0.03	4.14
c - c	-6.73	0.00	2.40	10.05	10.05	0.02	2.97
d - d	2.37	3.22	0.20	10.05	10.05	0.86	17.28
e - e	1.29	2.42	0.20	10.05	10.05	0.46	9.03
f - f	0.55	1.61	0.20	10.05	10.05	0.20	3.56
g - g	0.13	0.81	0.20	10.05	10.05	0.04	0.64

21 VERIFICA SLE – FESSURAZIONE

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	0.00	0.00	2.40	10.05	10.05	0.00	0.00	0.000	0.200
b - b	-17.65	0.00	2.40	10.05	10.05	0.06	7.80	0.015	0.200
c - c	-12.21	0.00	2.40	10.05	10.05	0.04	5.40	0.011	0.200
d - d	3.65	3.50	0.20	10.05	10.05	1.33	27.41	0.027	0.200
e - e	2.02	2.63	0.20	10.05	10.05	0.74	14.80	0.014	0.200
f - f	0.88	1.75	0.20	10.05	10.05	0.32	6.15	0.006	0.200
g - g	0.22	0.88	0.20	10.05	10.05	0.08	1.27	0.001	0.200

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

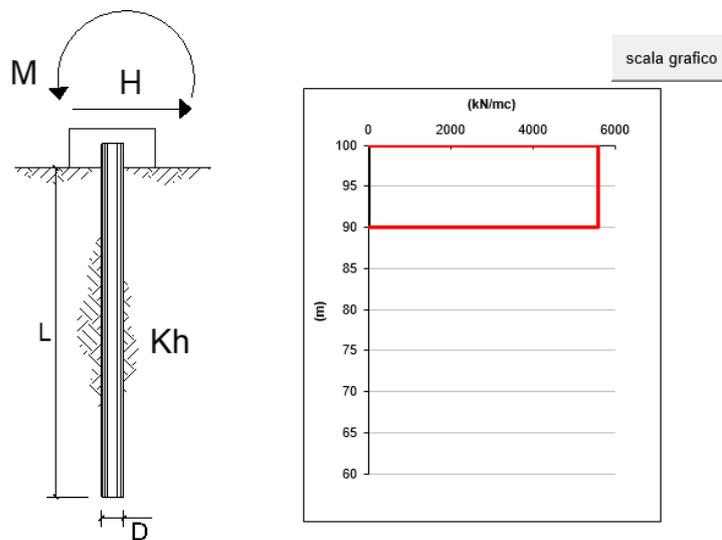
condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	0.00	0.00	2.40	10.05	10.05	0.00	0.00	0.000	0.200
b - b	-20.55	0.00	2.40	10.05	10.05	0.07	9.08	0.018	0.200
c - c	-12.21	0.00	2.40	10.05	10.05	0.04	5.40	0.011	0.200
d - d	0.92	3.50	0.20	10.05	10.05	0.32	5.44	0.005	0.200
e - e	0.48	2.63	0.20	10.05	10.05	0.16	2.46	0.002	0.200
f - f	0.20	1.75	0.20	10.05	10.05	0.06	0.69	0.001	0.200
g - g	0.05	0.88	0.20	10.05	10.05	0.01	0.00	0.000	0.200

22 VERIFICHE STRUTTURALI – PALI DI FONDAZIONE

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni nella sezione di testa del palo maggiormente sollecitata per le varie combinazioni di carico.

S.L.U. Combinazione fondamentale



strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m^3)	n_h (kN/m^3)
p.c.=strato 1	L1	100.00	5583	0
<input type="checkbox"/> strato 2				
<input type="checkbox"/> strato 3				
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo 0.6 (m)
 J palo 0.00636 (m^4)
 Lunghezza del palo 10 (m)
 Forza orizzontale in testa 280 (kN)
 Momento in testa 346 (kNm)
 E cls 33642.78 (Mpa)
 dimensione elementi 0.2 (m)

- palo impedito di ruotare
 palo impedito di traslare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

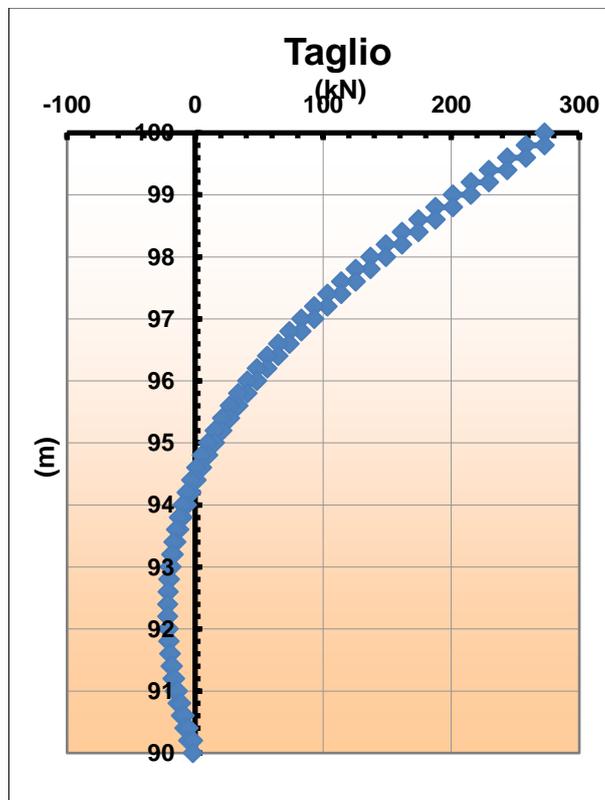
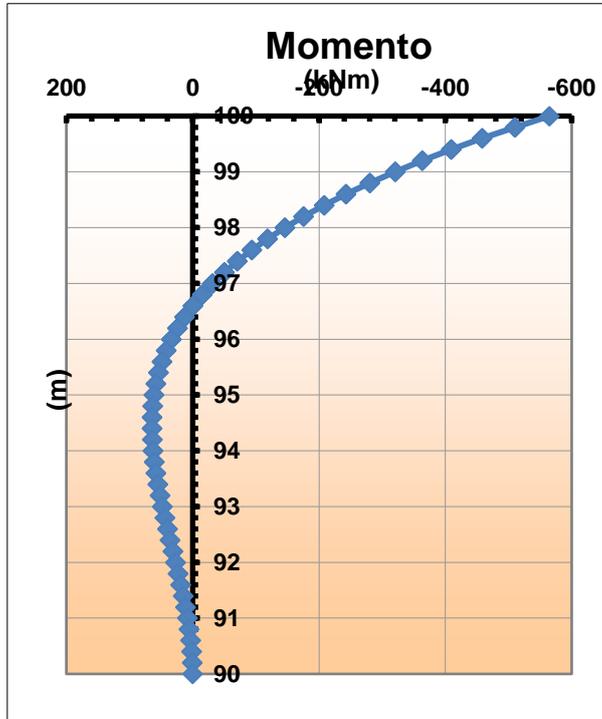
Sollecitazioni			
nodo	z	M(z)	T(z)
	quota (m)	(kNm)	(kN)
1	100.00	-564.68	272.69
2	99.80	-510.15	272.69
	99.80	-510.15	258.10
3	99.60	-458.53	258.10
	99.60	-458.53	243.60
4	99.40	-409.81	243.60
	99.40	-409.81	229.26
5	99.20	-363.95	229.26
	99.20	-363.95	215.13
6	99.00	-320.93	215.13
	99.00	-320.93	201.26
7	98.80	-280.67	201.26
	98.80	-280.67	187.67
8	98.60	-243.14	187.67
	98.60	-243.14	174.41
9	98.40	-208.26	174.41
	98.40	-208.26	161.52
10	98.20	-175.95	161.52
	98.20	-175.95	149.00
11	98.00	-146.15	149.00
	98.00	-146.15	136.90
12	97.80	-118.78	136.90
	97.80	-118.78	125.21
13	97.60	-93.73	125.21
	97.60	-93.73	113.97
14	97.40	-70.94	113.97
	97.40	-70.94	103.18
15	97.20	-50.30	103.18
	97.20	-50.30	92.85
16	97.00	-31.73	92.85
	97.00	-31.73	82.99
17	96.80	-15.13	82.99
	96.80	-15.13	73.60
18	96.60	-0.41	73.60
	96.60	-0.41	64.68
19	96.40	12.52	64.68
	96.40	12.52	56.24
20	96.20	23.77	56.24
	96.20	23.77	48.27

$$M_{sd} = 564.68 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 272.69 \text{ kN}$$

MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

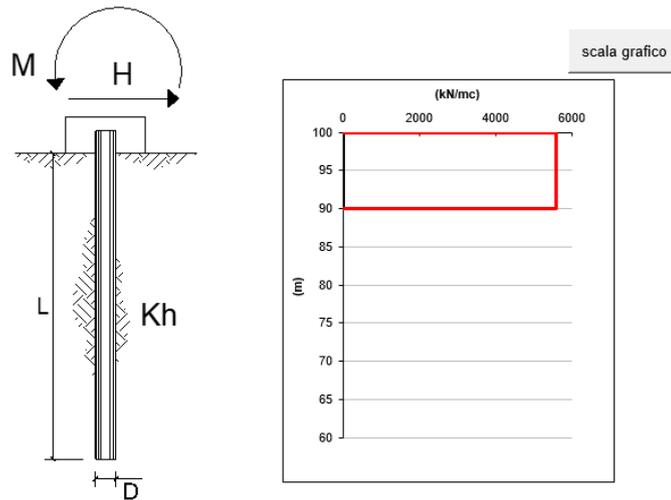
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	123 di 165



MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	124 di 165

S.L.E. Combinazione in esercizio



strati terreno	descrizione	quote (m)	k_n (kN/m^3)	n_n (kN/m^3)
p.c.=strato 1	L1	100.00	5583	0
<input type="checkbox"/> strato 2				
<input type="checkbox"/> strato 3				
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo 0.6 (m)
 J palo 0.00636 (m^4)
 Lunghezza del palo 10 (m)
 Forza orizzontale in testa 198 (kN)
 Momento in testa 247 (kNm)
 E cls 33642.78 (Mpa)
 dimensione elementi 0.2 (m)

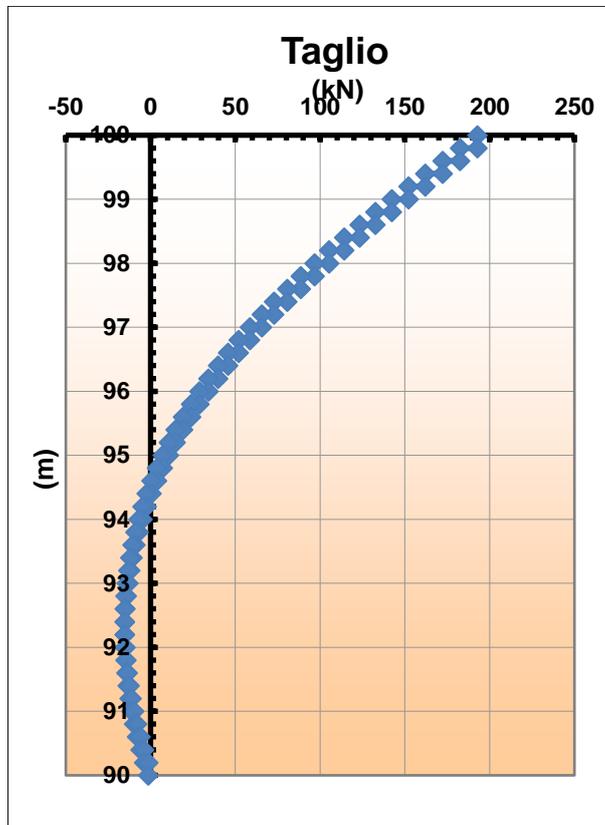
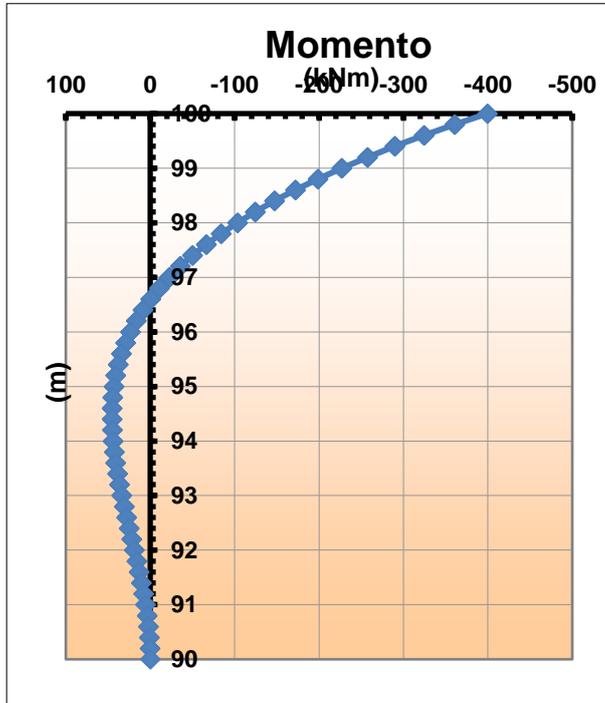
- palo impedito di ruotare
 palo impedito di traslare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

Sollecitazioni			
nodo	z	M(z)	T(z)
	quota (m)	(kNm)	(kN)
1	100.00	-399.31	192.83
2	99.80	-360.75	192.83
	99.80	-360.75	182.51
3	99.60	-324.24	182.51
	99.60	-324.24	172.26
4	99.40	-289.79	172.26
	99.40	-289.79	162.12
5	99.20	-257.37	162.12
	99.20	-257.37	152.13
6	99.00	-226.94	152.13
	99.00	-226.94	142.32
7	98.80	-198.48	142.32
	98.80	-198.48	132.71
8	98.60	-171.94	132.71
	98.60	-171.94	123.34
9	98.40	-147.27	123.34
	98.40	-147.27	114.21
10	98.20	-124.42	114.21
	98.20	-124.42	105.37
11	98.00	-103.35	105.37
	98.00	-103.35	96.80
12	97.80	-83.99	96.80
	97.80	-83.99	88.54
13	97.60	-66.28	88.54
	97.60	-66.28	80.59
14	97.40	-50.16	80.59
	97.40	-50.16	72.96
15	97.20	-35.57	72.96
	97.20	-35.57	65.66
16	97.00	-22.44	65.66
	97.00	-22.44	58.69
17	96.80	-10.70	58.69
	96.80	-10.70	52.05
18	96.60	-0.29	52.05
	96.60	-0.29	45.74
19	96.40	8.86	45.74
	96.40	8.86	39.77
20	96.20	16.81	39.77
	96.20	16.81	34.13

$$M_{sd} = 399.31 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 192.83 \text{ kN}$$



MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	127 di 165

Il palo è stato armato con un ordine di armatura di $20 \phi 24$, con una spirale $\phi 14/20$.

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	188.00	daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	94.00	daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	336428	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	31.00	daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	182.60	daN/cm ²
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3375.0	daN/cm ²	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Conglomerato:	C32/40

Raggio circ.:	30.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
--------	---------	---------	--------	---------	---

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	128 di 165

1 0.0 0.0 21.6 20 24

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 14 mm
 Passo staffe: 15.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

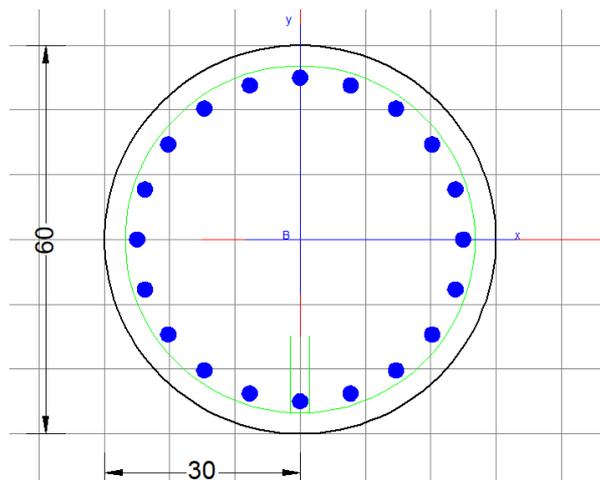
N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	28884	56468	0	27269	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	18551	39931	0



MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	129 di 165

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	4.4	cm
Copriferro netto minimo staffe:	5.8	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm ²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	28884	56468	0	28886	65864	0	1.17	90.5(8.5)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	30.0	0.00213	0.0	21.6	-0.00494	0.0	-21.6

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) § 4.1.2.1.2.1 NTC: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000163586	-0.001407573	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	14	mm
Passo staffe:	15.0	cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [daN] = proiez. di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
d z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro Braccio coppia interna [cm] Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	130 di 165

bw I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	27269	97048	29188	44.7 36.3	53.9	1.000	1.054	19.2	20.5(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata / N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	181.2	0.0	0.0	-3125	0.0	-21.6	402	13.6

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm

Ver. Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00204	0	0.500	24.0	72	0.00123 (0.00094)	366	0.193 (0.20)	10205	0

23 PROGETTO E VERIFICA MODELLO 3

23.1 SCHEMA DI CALCOLO “PARATIA”

Il modello di calcolo è costituito da una paratia di pali di diametro 250 mm e interasse trasversale e longitudinale di 0.75m e lunghezza pari a 9m.

Il muro è stato schematizzato con forma rettangolare, avente peso pari al peso dell'elemento reale.

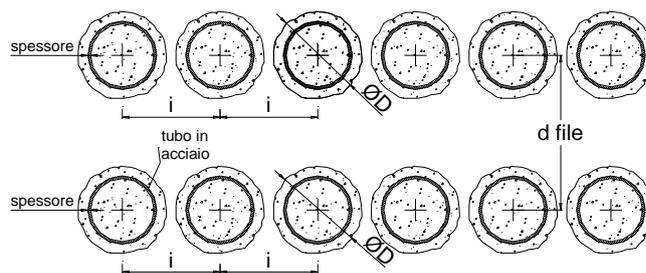
Si è considerato uno scavo fino a quota testa pali.

I carichi agenti applicati sono il peso del ballast (14.4 kPa) e l'azione del treno (57.7 kPa).

Il terreno in cui si intestano i pali è rilevato ferroviario al di sotto dell'asse del binario e unità geotecnica L1 per la restante parte.

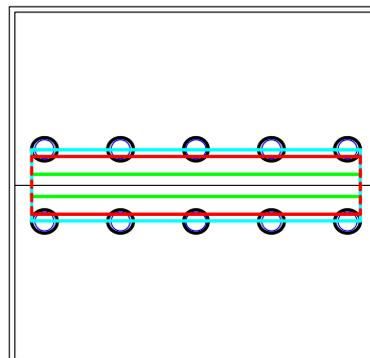
I pali sono stati modellati secondo un singolo allineamento con inerzia e area media equivalente:

Valutazione Inerzia e Spessore Equivalente Paratia Berlinese in Micropali o Jetting su 2 allineamenti



GEOMETRIA

Diametro micropali o jetting	D	250 [mm]
Raggio	R	125 [mm]
Interasse	i	750 [mm]
Area sezione	A	49087.4 [mm ²]
Inerzia iniezione	I	1.917E+08 [mm ⁴]
Diametro tubo d'armatura	Da	193.7 [mm]
Spessore tubo d'armatura	s	12 [mm]
Area armatura	Aa	6849.9 [mm ²]
Inerzia armatura	Ia	2.839E+07 [mm ⁴]
distanza file	d file	750 [mm]



MATERIALI

malta di iniezione

Resistenza cubica	Rck	30 $\frac{N}{mm^2}$ [MPa]
Resistenza cilindrica	fck	24.9 [MPa]
Modulo elastico malta	Ec	31220 [MPa]

Acciaio

Modulo elastico armatura	Ea	210000 [MPa]
--------------------------	----	--------------

RISULTATI

- ⊙ omogeneizza alla malta
- omogeneizza all'armatura

Rigidezza singoli micropali	EI min	29.50 [MN m ²]
Spessore equivalente	Seq min	224.7 [mm]
Rigidezza ipotesi sezioni piane	EI max	1063.4 [MN m ²]
Spessore equivalente	Seq max	742.1 [mm]
Rigidezza media	EI med	546.5 [MN m ²]
Spessore equivalente	Seq med	594.4 [mm]

Geometria e materiali

Custom

Materiale: C25/30 Inerzia: 0.017505 m⁴/m Area: 0.5944 m²/m

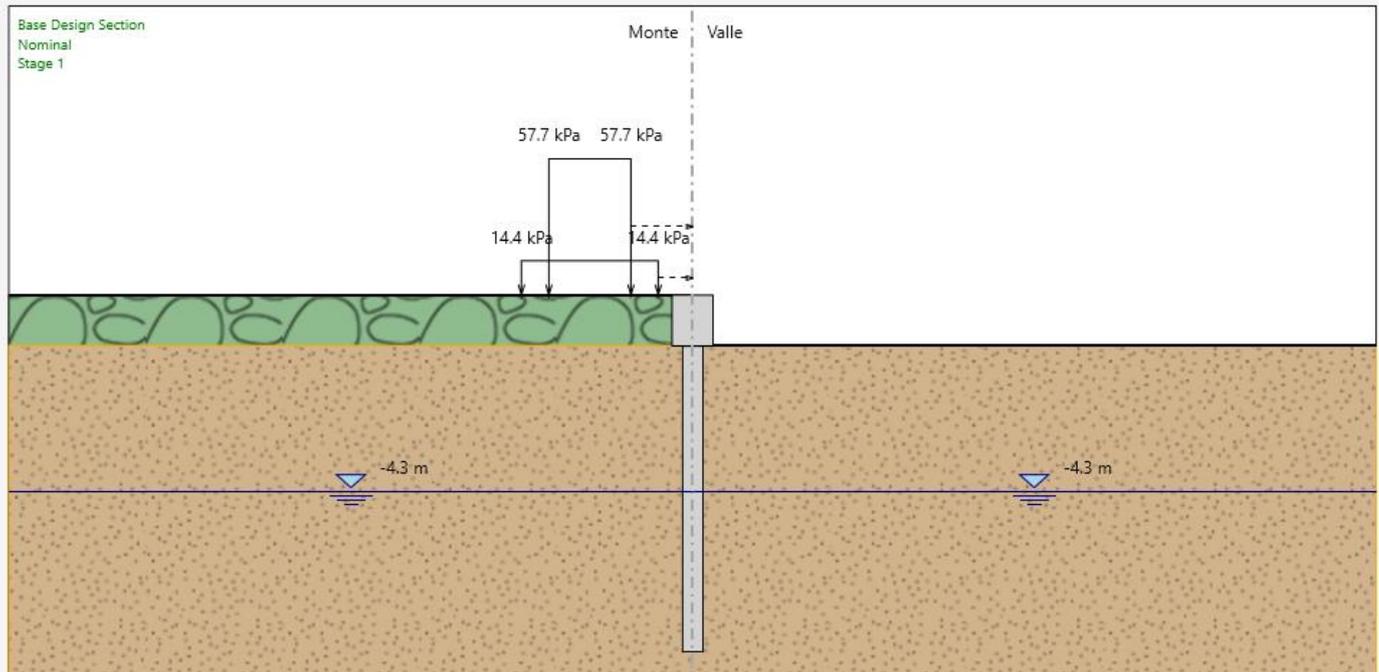


Figura 24 – Condizioni statiche.

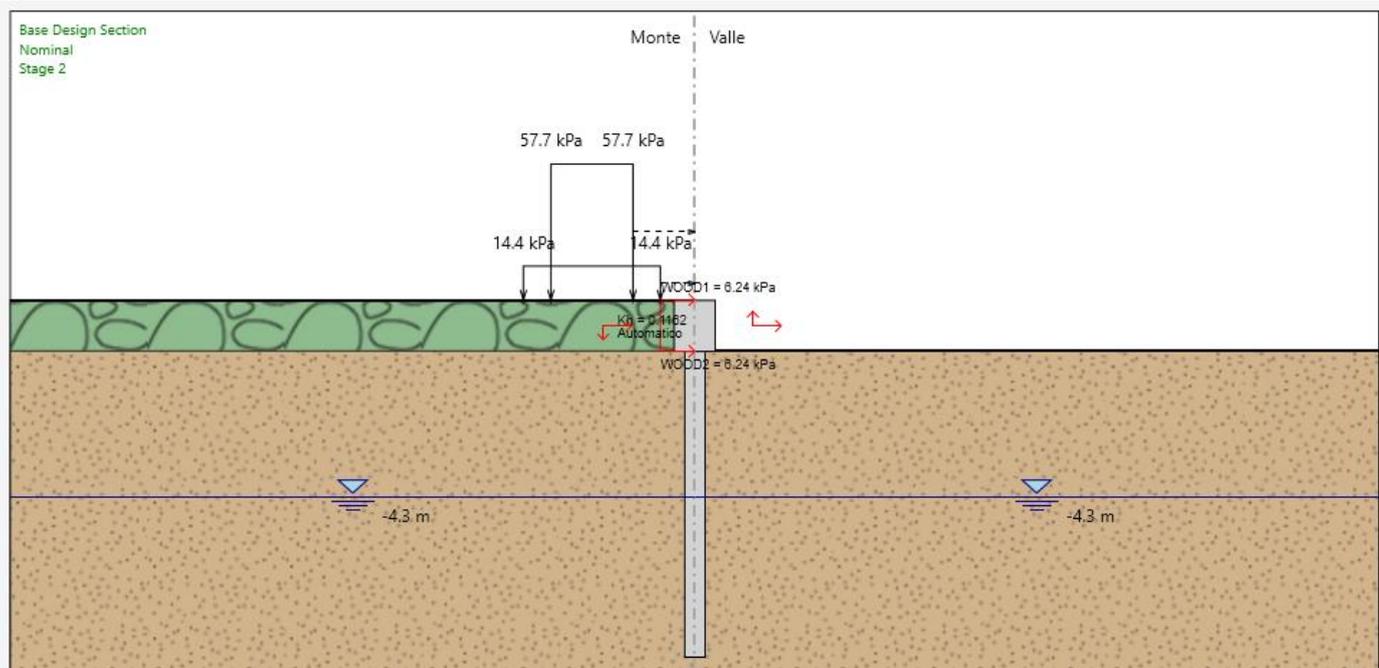


Figura 25 – Condizioni sismiche.

Dall'analisi si sono ottenute le seguenti sollecitazioni:

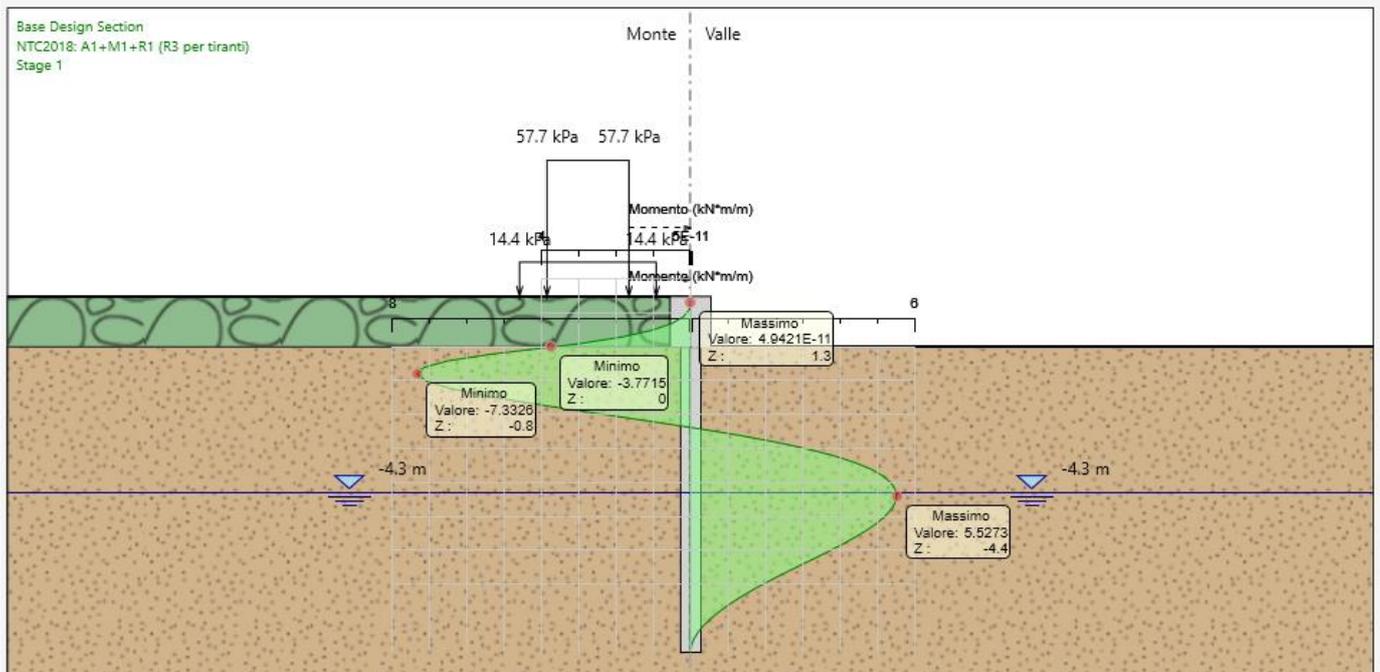


Figura 26 – Momento SLU.

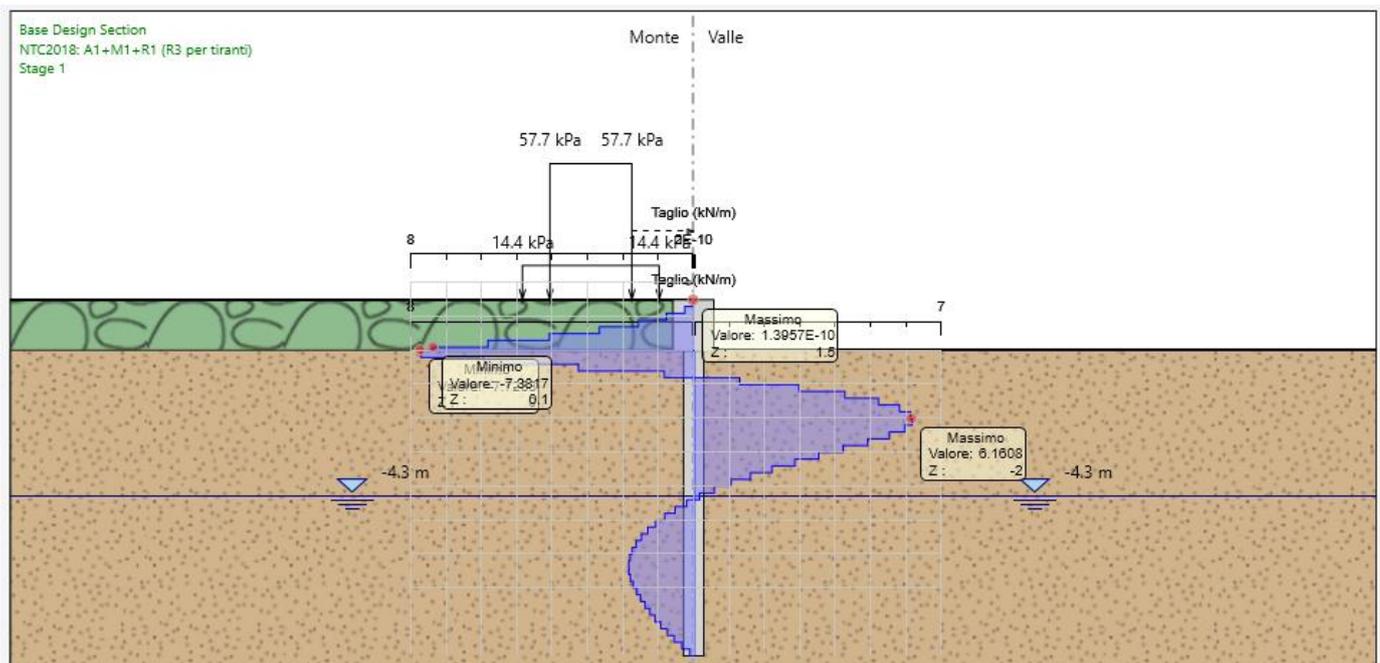


Figura 27 – Taglio SLU.

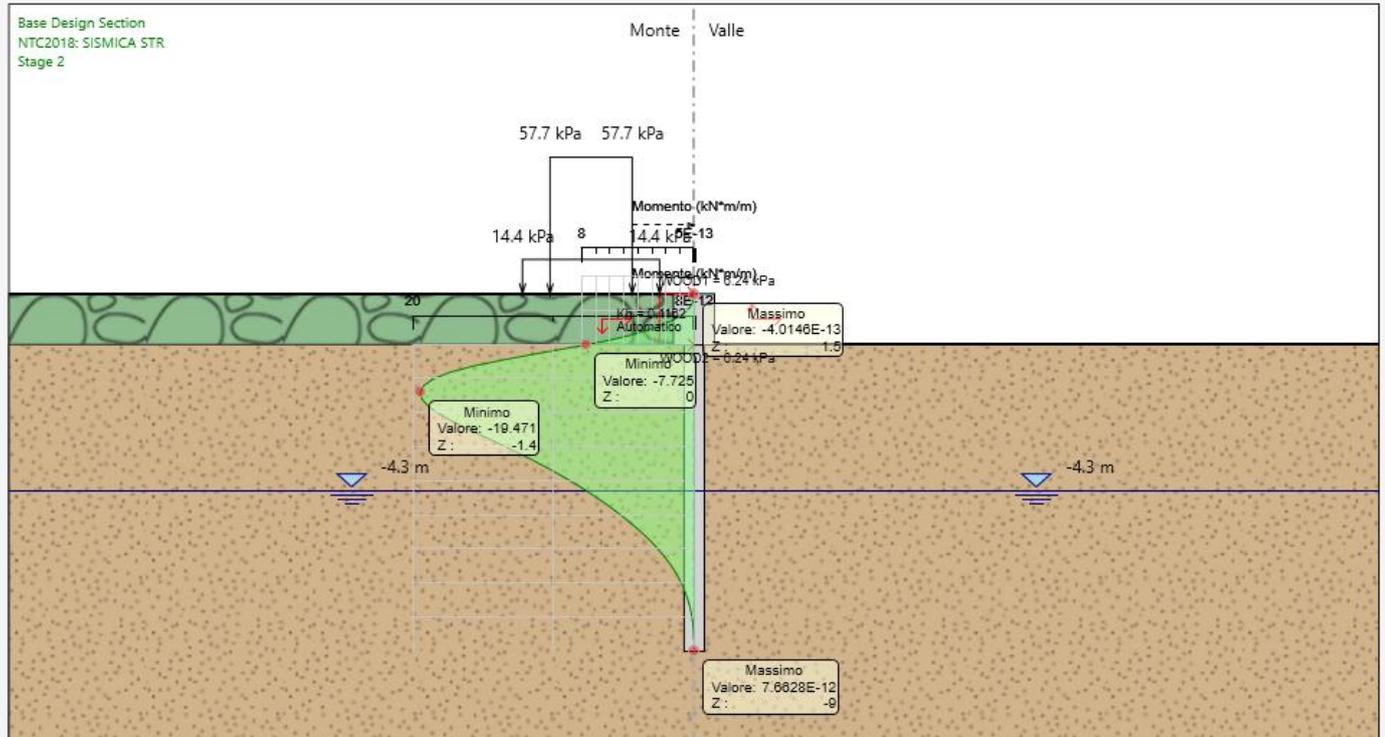


Figura 28 – Momento SLV.

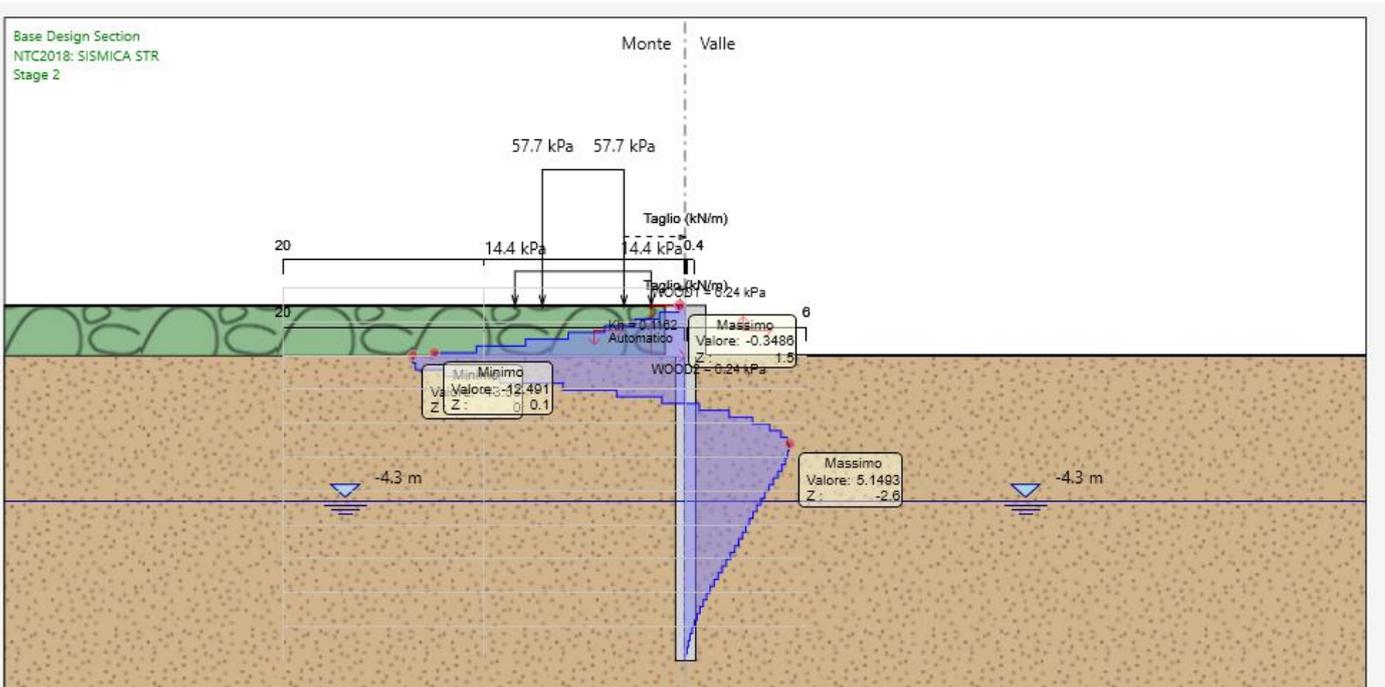


Figura 29 – Taglio SLV.

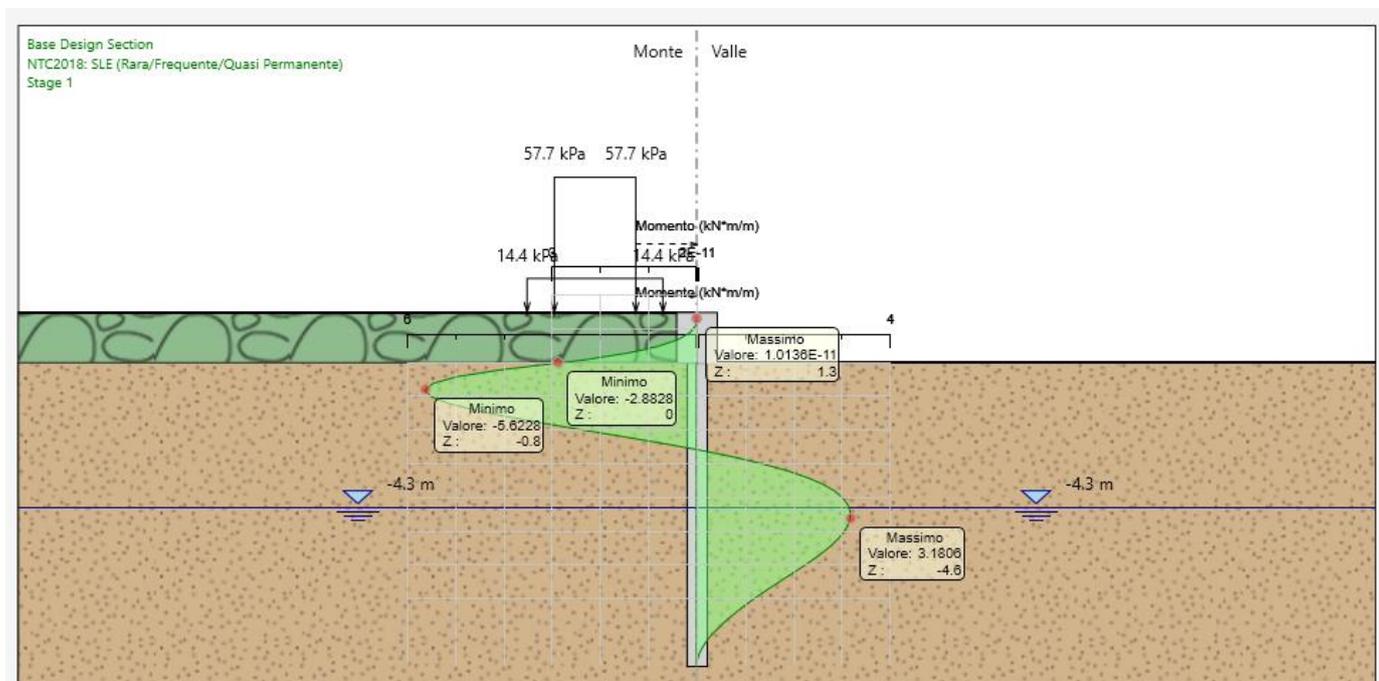


Figura 30 – Momento SLE.

Moltiplicando le sollecitazioni ottenute per l'interasse dei pali, pari a 0.75 m, si ottiene il valore delle azioni agenti due pali allineati:

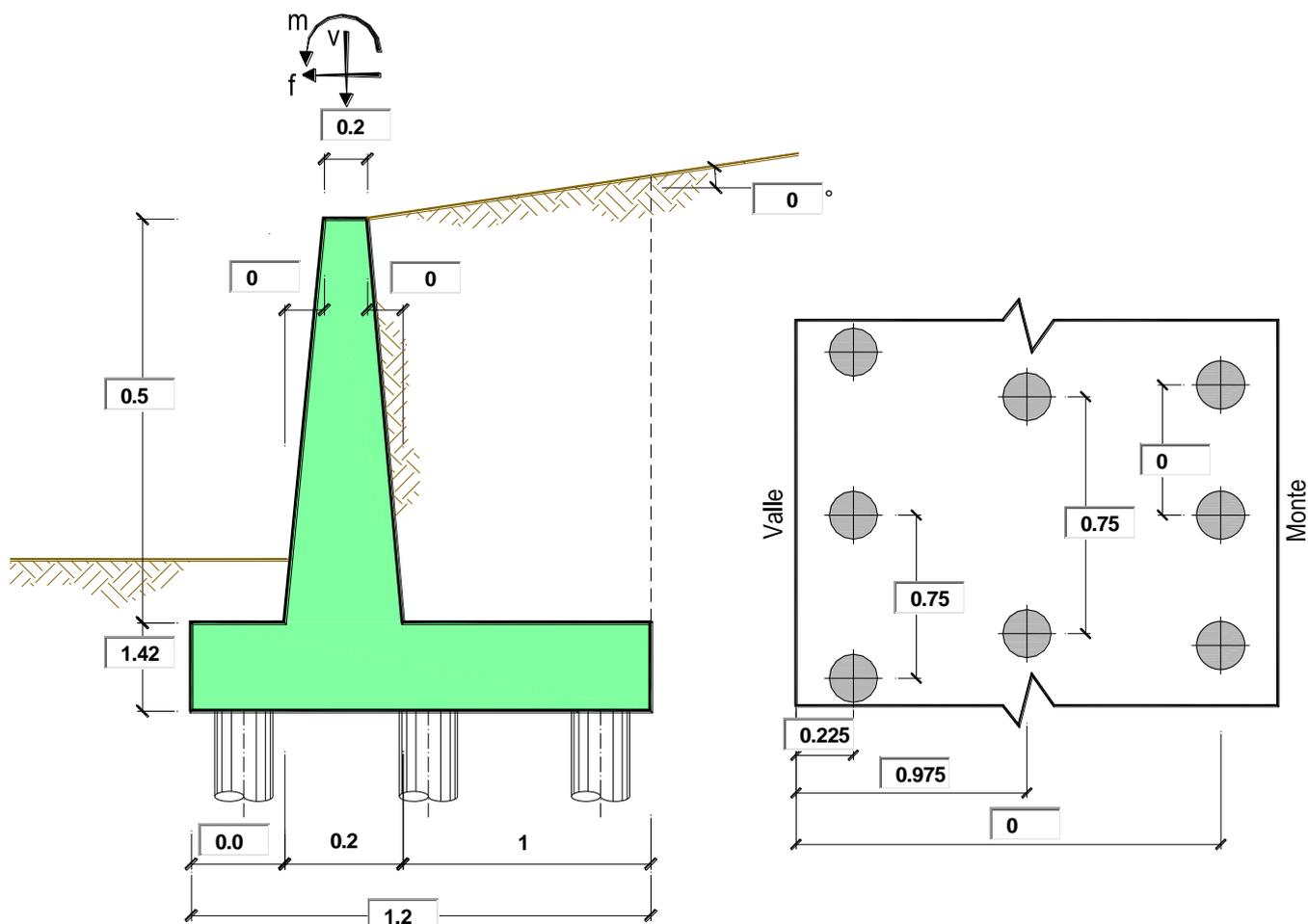
	N [kN]	M[kN]	V[kN]
SLU	0.5	5.5	5.5
SLV	0.5	14.6	9.4
SLE	0.5	4.2	

Le sollecitazioni ottenute sono inferiori rispetto a quelle che si ottengono con lo schema di calcolo a "palo singolo", che si riporta nei capitoli successivi.

MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	136 di 165

23.2 SCHEMA DI CALCOLO “PALO SINGOLO”



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	0.50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.20	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	1.20	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.42	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.00	(m)

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

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	137 di 165

Dati geotecnici e carichi agenti – Condizione statica e sismica

Dati Geotecnici			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	38.00	38.00	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00	20.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	25.33	25.33	

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.13	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.6	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.76	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.15808	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0790	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> si

		SLE		STR/GEO	
Coeff. di Spinta a riposo		k_0	0.384	0.384	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	k_a	0.217	0.217	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	k_{as+}	0.307	0.307	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	k_{as-}	0.325	0.325	

Carichi Agenti			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE - sisma		STR/GEO	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	q_p	14.40	18.72	
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	f_p	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	v_p	0.00	0.00	
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	m_p	0.00	0.00	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	57.00	85.50	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	
Coefficients di combinazione			condizione frequente Ψ_1	1.00	condizione quasi permanente Ψ_2	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	q_s	11.40		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	f_s	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	v_s	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	m_s	0.00		

MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	138 di 165

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls

Rck	40	(MPa)
fck	32	(MPa)
fcm	40	
Ec	33346	(MPa)
α_{cc}	0.85	
γ_c	1.50	
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$	18.13	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	3.02	(MPa)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c	9.75	Mpa
σ_t	260	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	8.5	Mpa
σ_t	260	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="w1"/>	0.2	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w1"/>	0.2	mm

Acciaio

tipo di acciaio

f _{yk} =	450	(MPa)
γ_s	1.15	
f _{yd} = f _{yk} / γ_s	391.30	(MPa)
Es =	210000	(MPa)
ϵ_{ys} =	0.19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 7.00 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c_{min} = 5.00 (cm)

Interferro tra I e II strato

i_{I-II} = 1.60 (cm)

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 005

C

139 di 165

23.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SUI PALI DI FONDAZIONE

23.3.1 Forze verticali e inerziali

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

			SLE	STR/GEO
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	2.50	2.50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	42.60	42.60
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4	(kN/m)	45.10	45.10

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	10.00	10.00
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma') / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	14.40	18.72
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	24.40	28.72

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	57	85.5
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	11.4	

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

- Muro (Mm)

Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kN/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kN/m)	0.25	0.25
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kN/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kN/m)	25.56	25.56
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4	(kN/m)	25.81	25.81

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

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kN/m)	7.00	7.00
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kN/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kN/m)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kN/m)	10.08	13.10
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kN/m)	17.08	20.10

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	39.90	59.85
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	7.98	

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	140 di 165

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot k_h$	(kN/m)	7.13
Ps v =	$P_m \cdot k_v$	(kN/m)	3.56

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

Ptsh =	$P_t \cdot k_h$	(kN/m)	4.54
Ptsv =	$P_t \cdot k_v$	(kN/m)	2.27

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

MPs1 h=	$k_h \cdot P_{m1} \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kN/m)	0.00
MPs2 h=	$k_h \cdot P_{m2} \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kN/m)	0.66
MPs3 h=	$k_h \cdot P_{m3} \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kN/m)	0.00
MPs4 h=	$k_h \cdot P_{m4} \cdot (H_2/2)$	(kN/m)	4.78
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4$	(kN/m)	5.44

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

MPs1 v=	$k_v \cdot P_{m1} \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kN/m)	0.00
MPs2 v=	$k_v \cdot P_{m2} \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kN/m)	0.02
MPs3 v=	$k_v \cdot P_{m3} \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kN/m)	0.00
MPs4 v=	$k_v \cdot P_{m4} \cdot (B/2)$	(kN/m)	2.02
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4$	(kN/m)	2.04

- 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)	2.64
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)	2.64

- 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)	0.55
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)	0.55

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	141 di 165

23.3.2 Spinte in condizione statica

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot k0$$

$$Sq \text{ perm} = q \cdot (H2+H3+H4) \cdot k0$$

$$Sq \text{ acc} = q \cdot (H2+H3+H4) \cdot k0$$

	SLE	STR/GEO
(kN/m)	14.17	18.42
(kN/m)	10.63	13.81
(kN/m)	42.06	63.09

- Componente orizzontale condizione statica

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

$$Sqh \text{ perm} = Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$$

$$Sqh \text{ acc} = Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$$

(kN/m)	12.81	16.65
(kN/m)	9.60	12.49
(kN/m)	38.02	57.03

- Componente verticale condizione statica

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

$$Sqv \text{ perm} = Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$$

$$Sqv \text{ acc} = Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$$

(kN/m)	6.06	7.88
(kN/m)	4.55	5.91
(kN/m)	18.00	27.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

$$MSt1 = Sth \cdot ((H2+H3+H4)/3)$$

$$MSt2 = Stv \cdot B$$

$$MSq1 \text{ perm} = Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$$

$$MSq2 \text{ perm} = Sqv \text{ perm} \cdot B$$

$$MSq1 \text{ acc} = Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$$

$$MSq2 \text{ acc} = Sqv \text{ acc} \cdot B$$

	SLE	STR/GEO
(kN/m)	8.20	10.65
(kN/m)	7.27	9.46
(kN/m)	9.22	11.99
(kN/m)	5.46	7.09
(kN/m)	36.50	54.74
(kN/m)	21.60	32.40

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

$$Mfext \text{ perm} = mp + fp \cdot (H3 + H2) + vp \cdot (B1 + B2 + B3/2)$$

$$Mfext \text{ acc} = m + f \cdot (H3 + H2) + v \cdot (B1 + B2 + B3/2)$$

(kNm/m)	13.40	13.40
(kNm/m)	0.00	0.00

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N \text{ perm} = Pm + Pt + vp + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$$

$$N \text{ acc min} = v + Sqv \text{ acc}$$

$$N \text{ acc max} = v + Sqv \text{ acc} + q \text{ acc}$$

(kN/m)	147.11	154.61
(kN/m)	18.00	27.00
(kN/m)	75.00	112.50

Risultante forze orizzontali (T)

$$T \text{ perm} = Sth + Sqh \text{ perm} + fp$$

$$T \text{ acc} = Sqh \text{ acc} + f$$

(kN/m)	22.41	29.13
(kN/m)	38.02	57.03

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM \text{ perm} = \Sigma M$$

$$MM \text{ acc (Nmin)} = \Sigma M$$

$$MM \text{ acc (Nmax)} = \Sigma M$$

(kNm/m)	24.81	26.42
(kNm/m)	-14.90	-22.35
(kNm/m)	25.00	37.50

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	142 di 165

23.3.3 Spinte in condizione sismica+

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

$$\begin{aligned} Sst1 \text{ stat} &= 0,5 \cdot g \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka \\ Sst1 \text{ sism} &= 0,5 \cdot g \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot kas+ - Sst1 \text{ stat} \\ Ssq1 \text{ perm} &= qp \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas+ \\ Ssq1 \text{ acc} &= qs \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas+ \end{aligned}$$

	SLE	STR/GEO
(kN/m)	7.99	7.99
(kN/m)	4.21	4.21
(kN/m)	8.48	8.48
(kN/m)	6.71	6.71

- Componente orizzontale condizione sismica +

$$\begin{aligned} Sst1h \text{ stat} &= Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta \\ Sst1h \text{ sism} &= Sst1 \text{ sism} \cdot \cos(d) \\ Ssq1h \text{ perm} &= Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos(d) \\ Ssq1h \text{ acc} &= Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos(d) \end{aligned}$$

(kN/m)	7.22	7.22
(kN/m)	3.80	3.80
(kN/m)	7.66	7.66
(kN/m)	6.07	6.07

- Componente verticale condizione sismica +

$$\begin{aligned} Sst1v \text{ stat} &= Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta \\ Sst1v \text{ sism} &= Sst1 \text{ sism} \cdot \sin(d) \\ Ssq1v \text{ perm} &= Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin(d) \\ Ssq1v \text{ acc} &= Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin(d) \end{aligned}$$

(kN/m)	3.42	3.42
(kN/m)	1.80	1.80
(kN/m)	3.63	3.63
(kN/m)	2.87	2.87

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

$$\begin{aligned} MSst1 \text{ stat} &= Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4)/3) \\ MSst1 \text{ sism} &= Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4)/3) \\ MSst2 \text{ stat} &= Sst1v \text{ stat} \cdot B \\ MSst2 \text{ sism} &= Sst1v \text{ sism} \cdot B \\ MSsq1 &= Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4)/2) \\ MSsq2 &= Ssq1v \cdot B \end{aligned}$$

	SLE	STR/GEO
(kN/m)	4.62	4.62
(kN/m)	2.43	2.43
(kN/m)	4.10	4.10
(kN/m)	2.16	2.16
(kN/m)	13.18	13.18
(kN/m)	7.80	7.80

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

$$\begin{aligned} Mfext1 &= mp+ms && (kNm/m) && 0.00 \\ Mfext2 &= (fp+fs) \cdot (H3 + H2) && (kNm/m) && 0.00 \\ Mfext3 &= (vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2) && (kNm/m) && 6.70 \end{aligned}$$

AZIONI COMPRESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$\begin{aligned} Nmin &= Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv && (kN/m) && 154.06 && 154.06 \\ Nmax &= Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q acc && (kN/m) && 154.06 && 165.46 \end{aligned}$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh && (kN/m) && 36.43 && 36.43$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$\begin{aligned} MM (Nmin) &= \Sigma M && (kNm/m) && 37.93 && 37.93 \\ MM (Nmax) &= \Sigma M && (kNm/m) && 45.91 && 45.91 \end{aligned}$$

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	143 di 165

23.3.4 Spinte in condizione sismica-

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO
Sst1 stat =	$0,5 \cdot g \cdot (H_2 + H_3 + H_4)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 7.99	7.99
Sst1 sism =	$0,5 \cdot g \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4)^2 \cdot k_{as} - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m) 3.06	3.06
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_{as}$	(kN/m) 9.00	9.00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_{as}$	(kN/m) 7.12	7.12

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 7.22	7.22
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos(d)$	(kN/m) 2.76	2.76
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos(d)$	(kN/m) 8.13	8.13
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos(d)$	(kN/m) 6.44	6.44

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 3.42	3.42
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin(d)$	(kN/m) 1.31	1.31
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin(d)$	(kN/m) 3.85	3.85
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin(d)$	(kN/m) 3.05	3.05

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4)/3)$	(kN/m) 4.62	4.62
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4)/3)$	(kN/m) 1.77	1.77
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kN/m) 4.10	4.10
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kN/m) 1.57	1.57
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4)/2)$	(kN/m) 13.99	13.99
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kN/m) 8.28	8.28

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + ms$	(kNm/m)	0.00
Mfext2 =	$(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0.00
Mfext3 =	$(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	6.70

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

Nmin =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$	(kN/m)	142.29	142.29
Nmax =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv + q \text{ acc}$	(kN/m)	153.69	153.69

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$	(kN/m)	36.23	36.23
-----	-------------------------------------------	--------	-------	-------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM (Nmin) =	ΣM	(kNm/m)	32.49	32.49
MM (Nmax) =	ΣM	(kNm/m)	40.47	40.47

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 005

C

144 di 165

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU

caso	Np		Mp		Tp		
	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	
	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	
statico	Nmin	154.61	27.00	66.34	38.55	29.13	57.03
	Nmax	154.61	112.50	66.34	30.00		
sisma+	Nmin	154.06		54.51		36.43	
	Nmax	165.46		53.37			
sisma-	Nmin	142.29		52.89		36.23	
	Nmax	153.69		51.75			

Sollecitazioni sui pali SLU

caso	N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	Nmin	172.99		-36.79				32.31
	Nmax	196.51		3.83				
sisma+	Nmin	57.77		3.26				13.66
	Nmax	62.05		8.68				
sisma-	Nmin	53.36		0.47				13.59
	Nmax	57.63		5.89				

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche

caso	Np			Mp			Tp	
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Accidentali
statico	rara		18.00		25.70	25.00		38.02
	freq.	147.11	18.00	74.9976504	63.46	25.70	25.00	22.41
	quasi perm		0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
sisma+	Nmin	154.06			54.51			36.43
	Nmax	154.06			46.53			
sisma-	Nmin	142.29			52.89			36.23
	Nmax	153.69			51.75			

Sollecitazioni sui pali SLE/ caratteristiche

caso	N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	rara							14.26
	freq.	55.17	6.75	-8.29	-18.95			8.40
	Nmin		6.75		-18.95			14.26
statico	rara		28.12		3.12			14.26
	freq.	55.17	28.12	-8.29	3.12			8.40
	Nmax		28.12		3.12			14.26
sisma+	rara		0.00		0.00			0.00
	freq.	55.17	0.00	-8.29	0.00			8.40
	Nmin		0.00		0.00			0.00
sisma+	Nmin	57.77		3.26				13.66
	Nmax	57.77		11.24				
sisma-	Nmin	53.36		0.47				13.59
	Nmax	57.63		5.89				

23.4 VERIFICHE GEOTECNICHE

23.4.1 Verifica a carico limite verticale

Per la valutazione dei coefficienti α e s si fa riferimento alle seguenti tabelle:

Valori del coefficiente α ($V_s = Ls \cdot \pi \cdot d_s^2 / 4$)				
TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marna	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcarei mamosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcarei alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1	(1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

Indicazioni per la scelta del valore di s		
TERRENO	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R1$	$\geq R2$

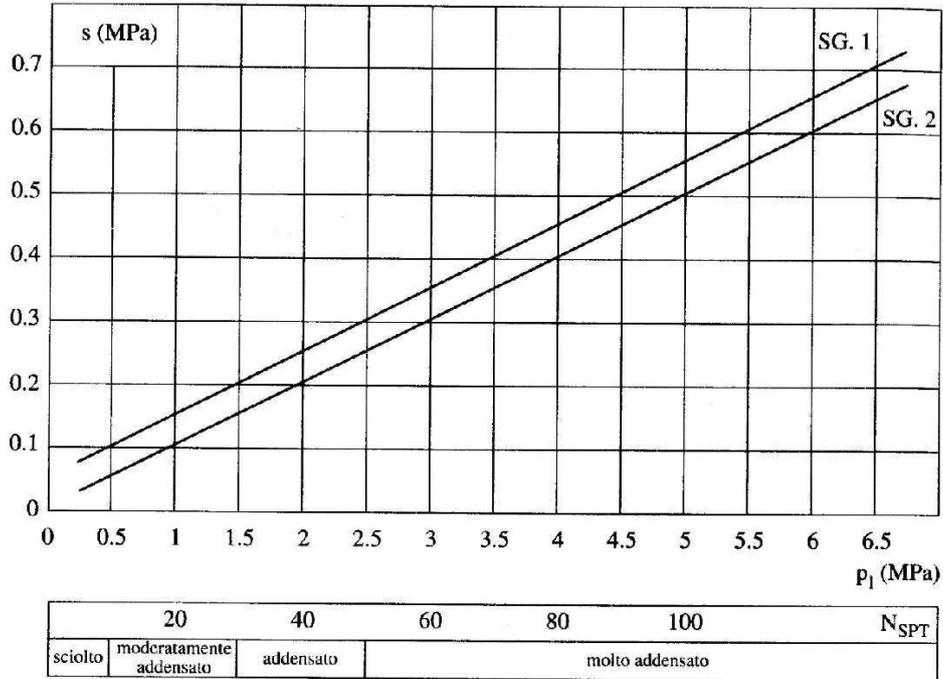


Fig. 13.16. Abaco per il calcolo di s per sabbie e ghiaie

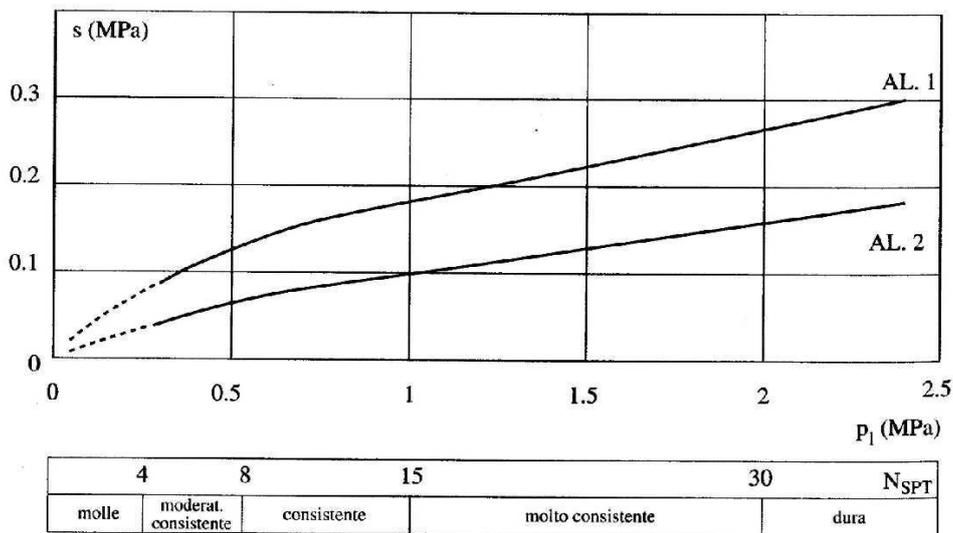


Fig. 13.17. Abaco per il calcolo di s per argille e limi

A partire dalla relazione geotecnica vengono assunti i seguenti parametri.

Unità geotecnica	α	s
L1	1.1	0.07

Sulla base dei parametri su definiti si procede alla determinazione della capacità portante mediante la formulazione analitica.

Il calcolo della capacità portante permette inoltre di determinare il valore caratteristico della resistenza caratteristica R_k del palo così come definito al par.6.4.3.1.1. delle NTC2018, tale valore è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate i fattori di correlazione ξ (vedi Tab.6,4,IV delle NTC2018 riportata nel seguito), in funzione del numero n di verticali di indagine.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.10)$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.11)$$

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	148 di 165

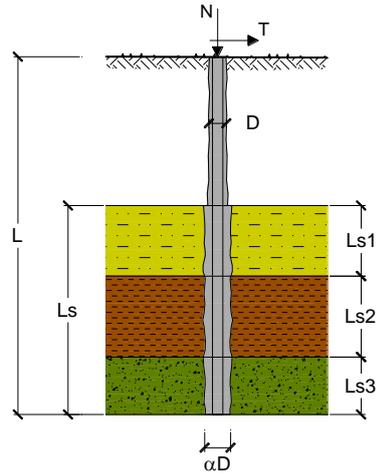
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Micropalo

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	196.51	0.00	196.51
T (kN)	32.31	0.00	32.31



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s\text{traz}}$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	DM88	prog.					
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.25 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 9.00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180 INP 160 HEA 300 HEB 160 HEM 200 $\phi 193,7 \times 12,0$

$\phi 193,7 \times 12,0$

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	149 di 165

Area dell'armatura (A_{arm}): 6850 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 2.839E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 293,154 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 275 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M: 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 262 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210,000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 6.0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot ls_i$$

Tipo di Terreno	Spessore l _{s_i} (m)	α (-)	Ds _i = α · D (m)	S _i media (MPa)	S _i minima (MPa)	S _i calcolo (MPa)	Qs _i (kN)
L1	9.00	1.10	0.28	0.070	0.070	0.036	278.40
			0.00			0.000	0.00
			0.00			0.000	0.00

L_s = 9.00 (m) Ql = 278.40 (kN)

Capacità portante di punta Q_p = %Punta · Ql (consigliato 10-15%)

% Punta 15% Q_p = 41.76 (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Q_{lim} = Q_b + Q_l$$

$$F_s = Q_{lim} / N \quad (F_s > 1)$$

Q_{lim} = 320.17 (kN)

F_s = 1.63

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

b = 0.501 (1/m)

Momento Massimo (M):

M = 32.26 (kN m)

23.4.2 Verifica a carico limite orizzontale – condizioni drenate

Momento di plasticizzazione

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

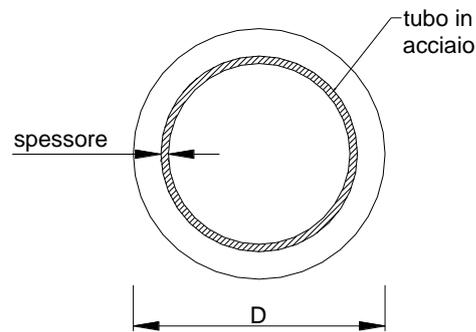
Diametro = 250 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 193.7 (mm)

Spessore = 12.0 (mm)

Sforzo Normale = 53.36 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (N/mm²)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 275 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 239.1$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.114%

ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

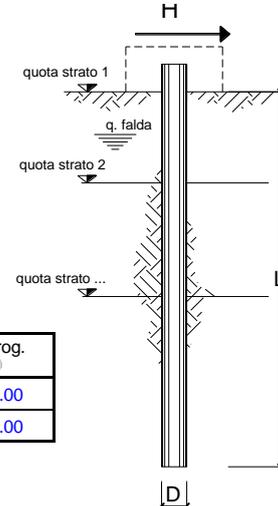
My = 106.6 (kN m)

Inserisci

MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	151 di 165

coefficienti parziali			A		M		R	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_ϕ	γ_{cu}	γ_T	
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	L1	100.00	19	9	23	2.28		23	2.28	
<input type="checkbox"/> strato 2						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **95.5** (m)
 Diametro del palo D **0.25** (m)
 Lunghezza del palo L **9.00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo My **106.59** (kNm)
 Step di calcolo **0.2** (m)

- palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	124.2 (kN)		124.2 (kN)	
Palo intermedio	364.0 (kN)		364.0 (kN)	
Palo corto	1144.0 (kN)		1144.0 (kN)	
H_{med}	124.2 (kN)	Palo lungo	H_{min}	124.2 (kN)

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 73.05 (kN)
EFFICIENZA E del gruppo di pali 1.00
 $H_d = E \cdot H_k / \gamma_T$ **56.19 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = **32.31** (kN)
 Carico Assiale variabile (Q): Q = **0** (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$ **32.31 (kN)**

$FS = H_d / F_d =$ **1.74**

23.4.3 Verifica a carico limite orizzontale – condizioni non drenate

Momento di plasticizzazione

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

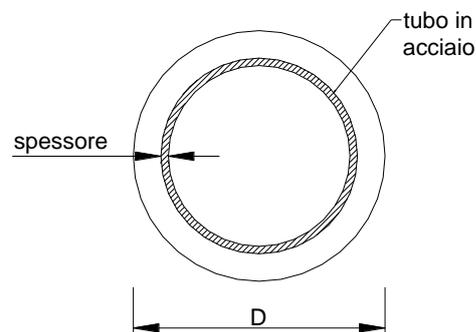
Diametro = 250 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 193.7 (mm)

Spessore = 12.0 (mm)

Sforzo Normale = 53.36 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 275 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{y,d} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 239.1 \text{ (Mpa)}$

E_s = 210000 (Mpa)

ε_{ys} = 0.114%

ε_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

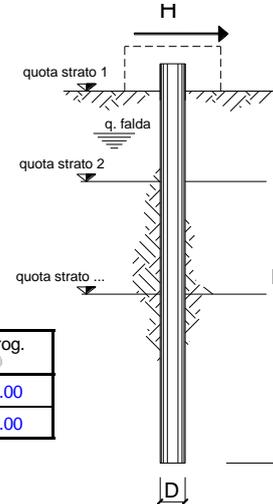
My = 106.6 (kN m)

Inserisci

MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	153 di 165

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_{cu}	γ_T
			γ_G	γ_Q			
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	L1	100.00	19	9	23	2.28	35	23	2.28	35
<input type="checkbox"/> strato 2						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **95.5** (m)
 Diametro del palo D **0.25** (m)
 Lunghezza del palo L **9.00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo My **106.59** (kNm)
 Step di calcolo **0.2** (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	169.1 (kN)		169.1 (kN)	
Palo intermedio	289.9 (kN)		289.9 (kN)	
Palo corto	692.6 (kN)		692.6 (kN)	
	H_{med} 169.1 (kN)	Palo lungo	H_{min} 169.1 (kN)	Palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 99.49 (kN)
EFFICIENZA E del gruppo di pali 1.00
 $H_d = E \cdot H_k / \gamma_T$ **76.53 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = **32.31 (kN)**
 Carico Assiale variabile (Q): Q = **0 (kN)**

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$ **32.31 (kN)**

$FS = H_d / F_d =$ **2.37**

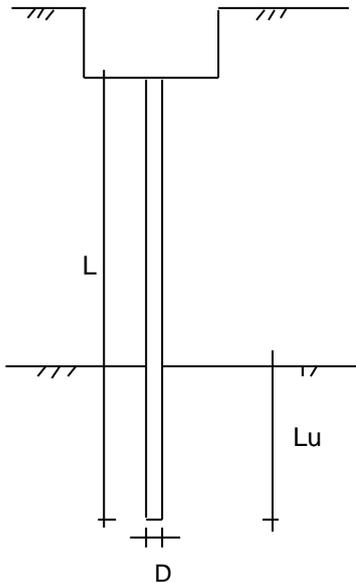
23.5 CALCOLO DEI CEDIMENTI

CALCOLO DEL CEDIMENTO

OPERA: Micropalo

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	0.25	(m)
Carico massimo sul palo (Pmax):	196.51	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	9.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	9.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	20000	(kN/m ²)



CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:

$$\delta = \beta * P_{max} / E * L_u$$

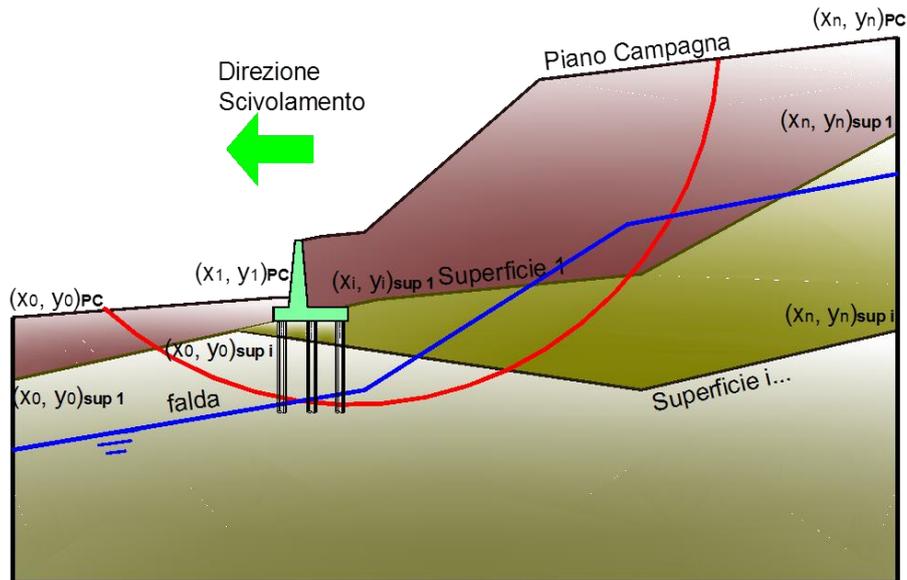
Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): \quad 2.06 \quad (-)$$

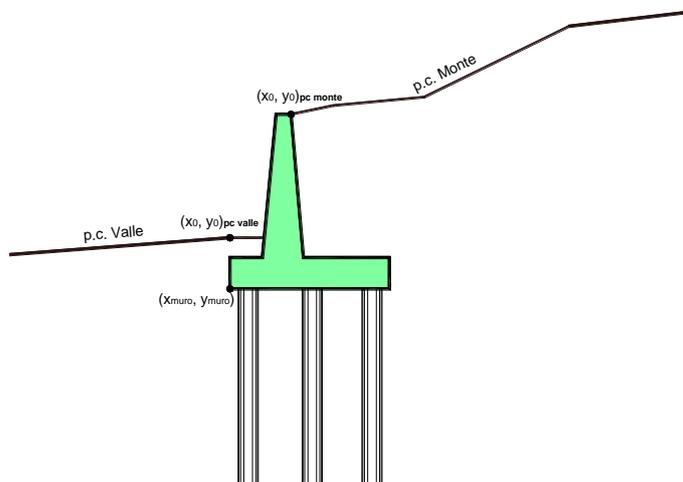
Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P_{max} / E * L_u \quad 2.24 \quad (\text{mm})$$

23.6 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

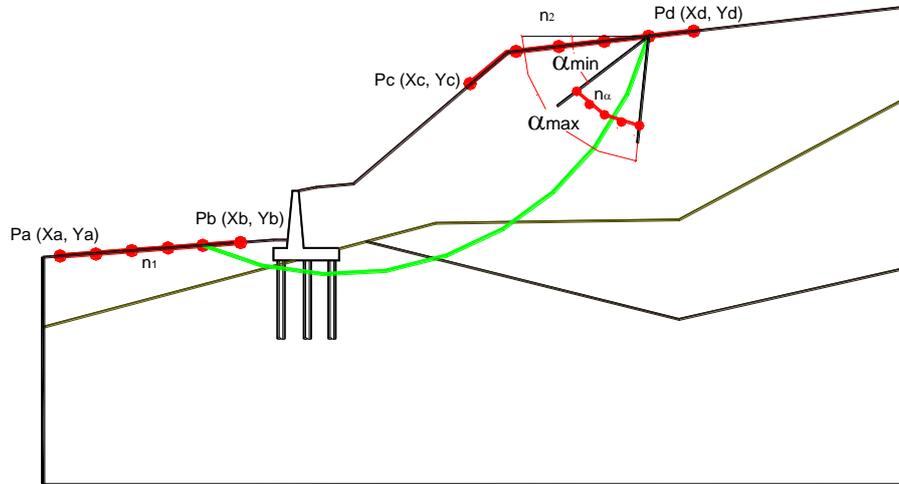


	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19	32.00656	0	Rilevato ferroviario
materiale 2	19	18.75645	2.4	L1



MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	156 di 165



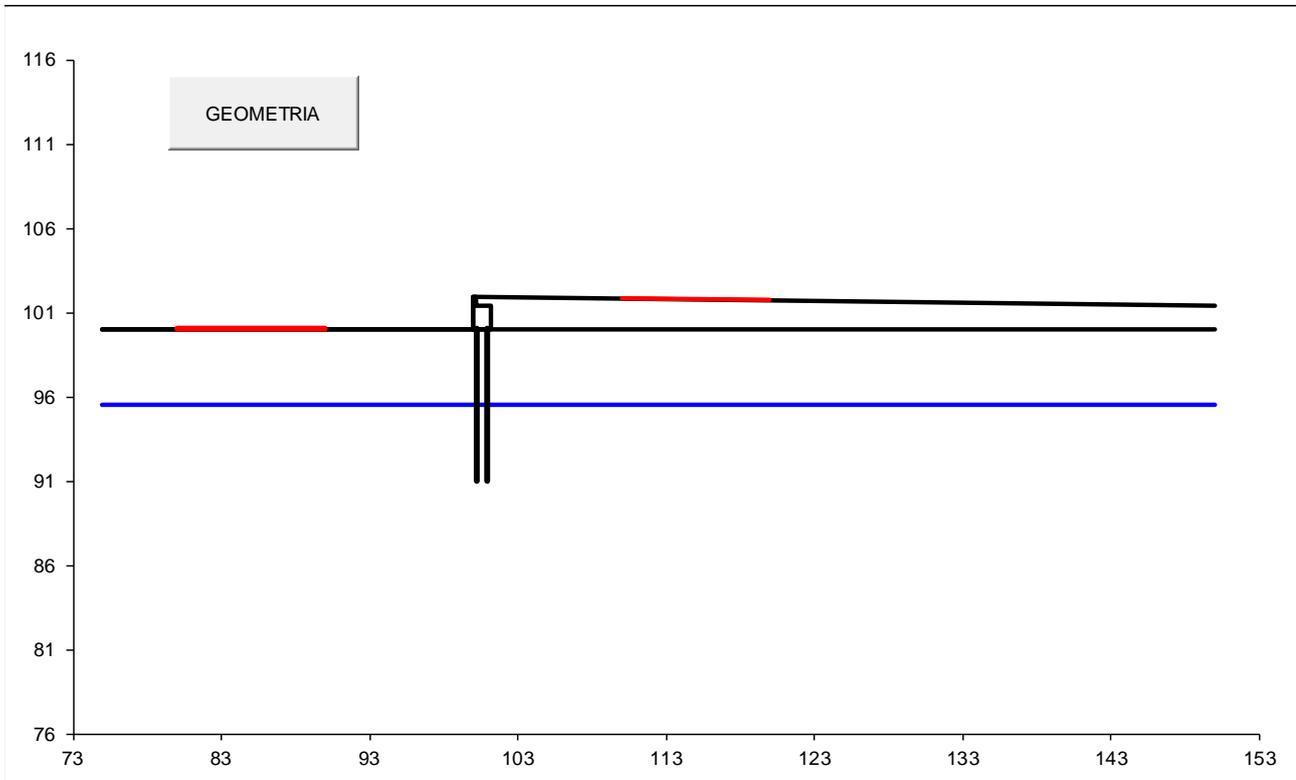
p.c. valle			p.c. monte			superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda		
materiale 1						materiale 2		materiale 2		materiale 3		<input checked="" type="checkbox"/>		
	x	y		x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	101.300	0	100.200	103.100	0	75.000	100.000	0			0	75.000	94.500
1	75.000	101.300	1	150.000	103.100	1	150.000	100.000	1			1	150.000	94.500

MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	157 di 165

Caratteristiche dei pali

Lunghezza pali	9.00	m
Diametro pali	0.25	m
Rigidezza EI	50000.00	kN m ²
Momento di plasticizzazione	79.40	kN m
Taglio ultimo pali	32.31	kN



#strisce
30

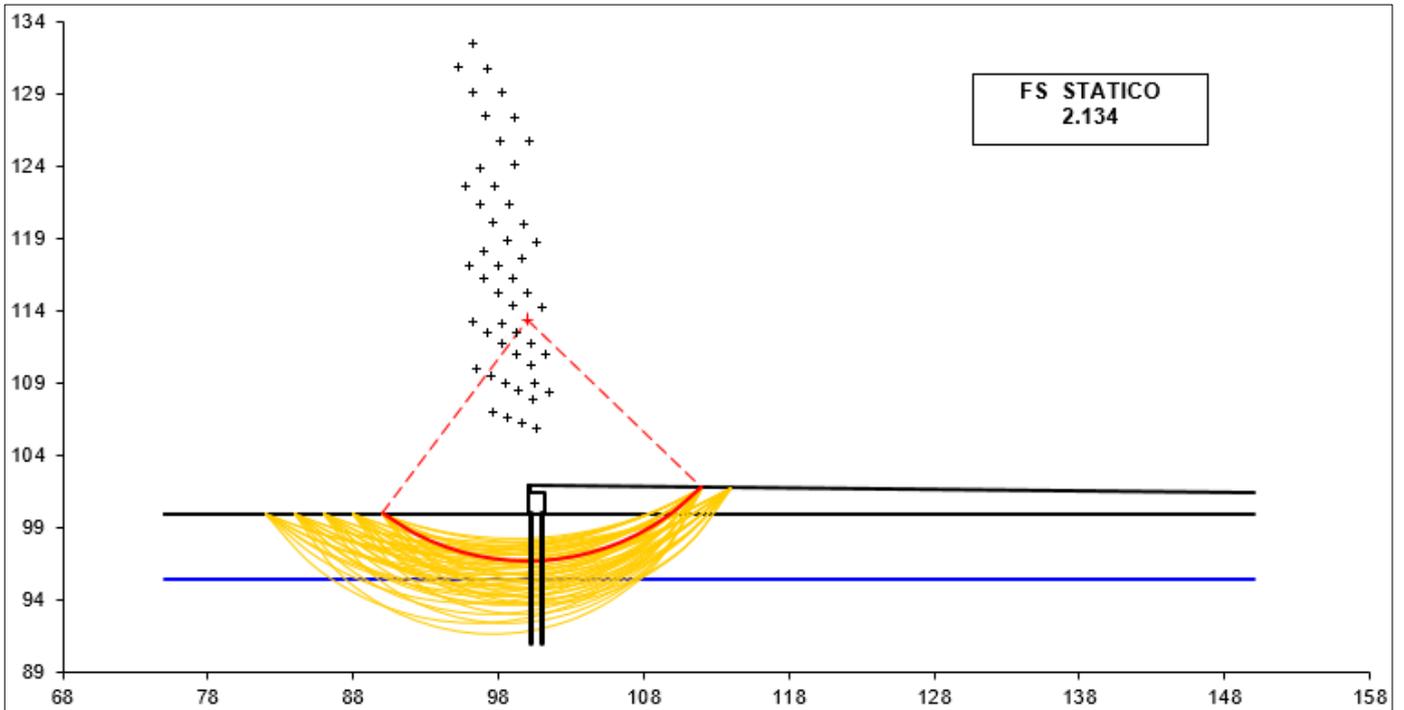
# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	150	STATICO
	SISMICO	1.649

CALCOLO

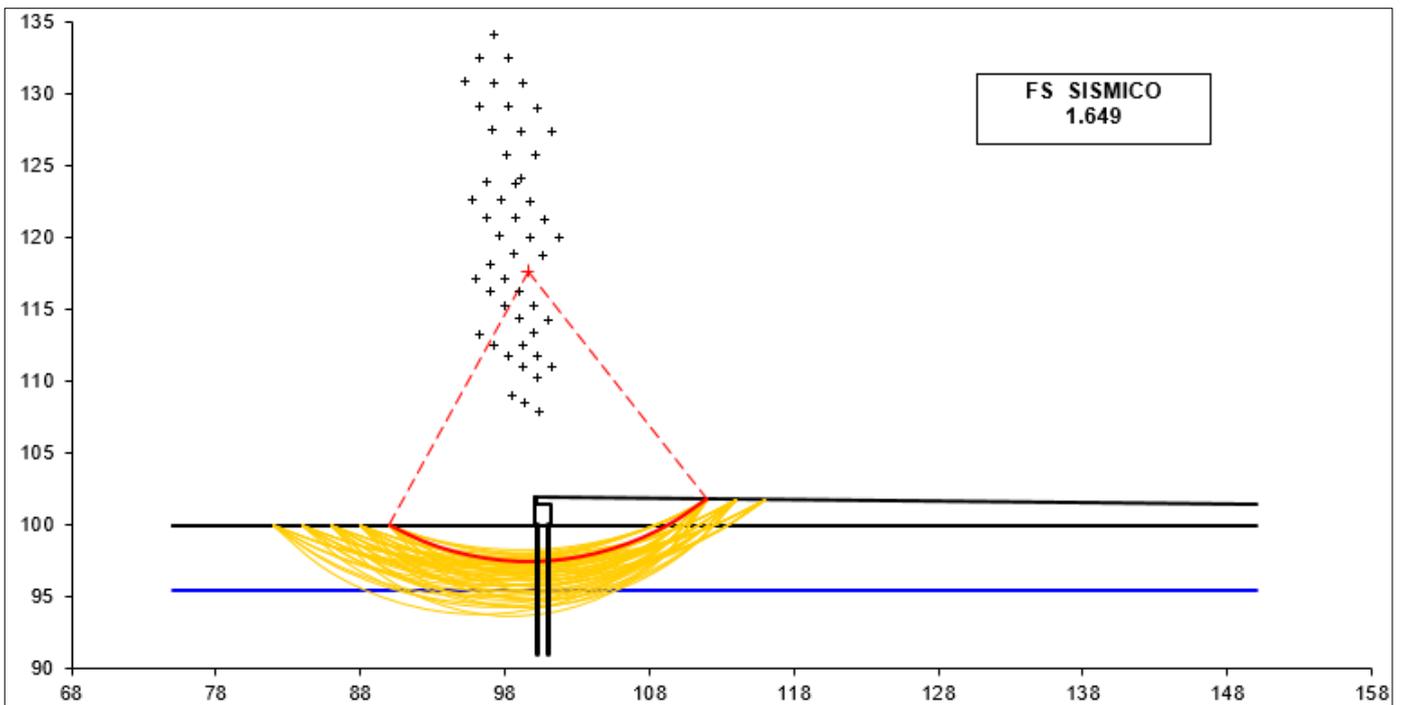
MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	158 di 165

Condizioni statiche



Condizioni sismiche

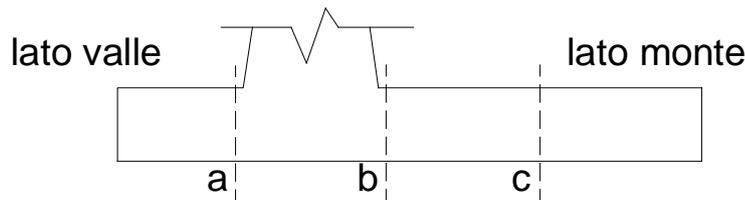


23.7 VERIFICHE STRUTTURALI

23.7.1 Calcolo delle sollecitazioni

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE



Mensola Lato Valle

$$M_a = \sum N_i \cdot (B_1 - d_i) / i_i - PP \cdot (1 \pm kv) \cdot B_1^2 / 2$$

$$T_a = \sum N_i / i_i - PP \cdot (1 \pm kv)$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

$$M_b = \sum N_i \cdot (B_5 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot B_5^2 / 2 + p_{vb} \cdot B_5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B_5^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v) \cdot B_5$$

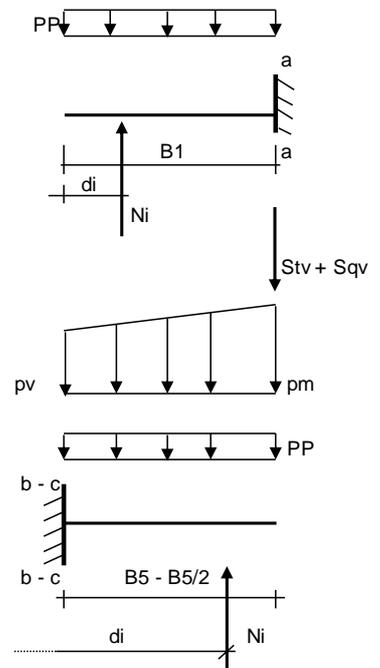
$$M_c = \sum N_i \cdot (B_5 / 2 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + p_{vc} \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v) \cdot B_5 / 2$$

$$V_b = \sum N_i / i_i - [PP \cdot B_5 + p_{vb} \cdot B_5 + (p_m - p_{vb}) \cdot B_5] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v)$$

$$V_c = \sum N_i / i_i - [PP \cdot (B_5 / 2) + p_{vc} \cdot (B_5 / 2) + (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v)$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio	PP	=	35.50	(kN/m ²)
	p _m	=	28.72	(kN/m ²)
	p _{vb}	=	28.72	(kN/m ²)
	p _{vc}	=	28.72	(kN/m ²)



caso	Ma	Va	Mb	Vb	Mc	Vc
	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	0.00	0.00	-105.15	76.60	-41.91	-121.95
sisma+	0.00	0.00	-41.07	0.36	-42.02	-42.02
sisma-	0.00	0.00	-38.93	1.00	-40.57	-40.57

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 005

C

160 di 165

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

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

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

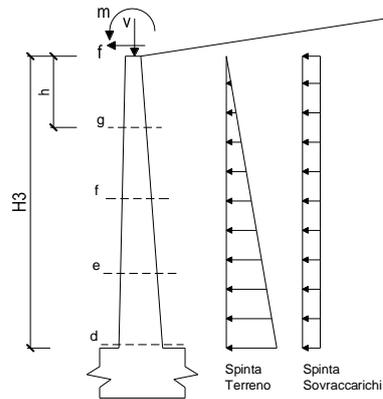
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot h^2$$

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

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

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

$$V_{\text{inerzia}} = \sum P m_i \cdot k h$$



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	0.50	0.11	2.55	0.00	2.66	67.00	2.50	69.50
e-e	0.38	0.04	1.44	0.00	1.48	67.00	1.88	68.88
f-f	0.25	0.01	0.64	0.00	0.65	67.00	1.25	68.25
g-g	0.13	0.00	0.16	0.00	0.16	67.00	0.63	67.63

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.50	0.64	10.21	0.00	10.85
e-e	0.38	0.36	7.66	0.00	8.02
f-f	0.25	0.16	5.11	0.00	5.26
g-g	0.13	0.04	2.55	0.00	2.59

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.50	0.08	0.05	0.89	0.00	0.10	1.12	67.00	2.70	69.70
e-e	0.38	0.03	0.02	0.50	0.00	0.06	0.61	67.00	2.02	69.02
f-f	0.25	0.01	0.01	0.22	0.00	0.02	0.26	67.00	1.35	68.35
g-g	0.13	0.00	0.00	0.06	0.00	0.01	0.06	67.00	0.67	67.67

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.50	0.49	0.29	3.58	0.00	0.40	4.75
e-e	0.38	0.28	0.16	2.68	0.00	0.30	3.41
f-f	0.25	0.12	0.07	1.79	0.00	0.20	2.18
g-g	0.13	0.03	0.02	0.89	0.00	0.10	1.04

condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.50	0.08	0.03	0.95	0.00	0.10	1.16	67.00	2.30	69.30
e-e	0.38	0.03	0.01	0.53	0.00	0.06	0.64	67.00	1.73	68.73
f-f	0.25	0.01	0.00	0.24	0.00	0.02	0.28	67.00	1.15	68.15
g-g	0.13	0.00	0.00	0.06	0.00	0.01	0.07	67.00	0.58	67.58

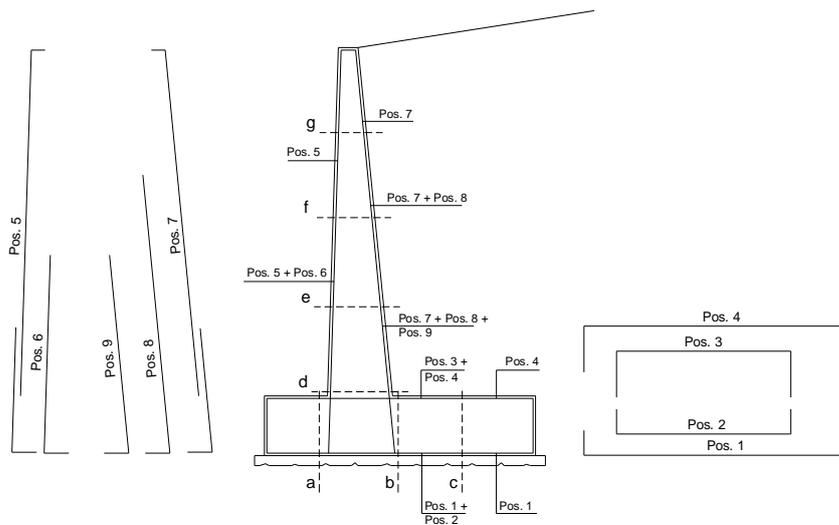
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.50	0.49	0.21	3.79	0.00	0.40	4.89
e-e	0.38	0.28	0.12	2.85	0.00	0.30	3.53
f-f	0.25	0.12	0.05	1.90	0.00	0.20	2.27
g-g	0.13	0.03	0.01	0.95	0.00	0.10	1.09

MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	161 di 165

24 VERIFICA SLU

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16	<input type="checkbox"/>	5	5.0	16	<input type="checkbox"/>
2	0.0		<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	5.0	16	<input type="checkbox"/>
4	5.0	16	<input type="checkbox"/>	8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu	Mu/M
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	(-)
a - a	0.00	0.00	1.42	10.05	10.05	534.92	#DIV/0!
b - b	-105.15	0.00	1.42	10.05	10.05	534.92	5.09
c - c	-42.02	0.00	1.42	10.05	10.05	534.92	12.73
d - d	2.66	69.50	0.20	10.05	10.05	57.80	21.74
e - e	1.48	68.88	0.20	10.05	10.05	57.78	39.02
f - f	0.65	68.25	0.20	10.05	10.05	57.75	88.65
g - g	0.16	67.63	0.20	10.05	10.05	57.73	358.10

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{Rd}	∅ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	0.00	1.42	435.62	12	20	50	21.8	1344.26	Armatura a taglio non necessaria
b - b	76.60	1.42	435.62	12	20	50	21.8	1344.26	Armatura a taglio non necessaria
c - c	121.95	1.42	435.62	12	20	50	21.8	1344.26	Armatura a taglio non necessaria
d - d	10.85	0.20	97.70	12	50	50	21.8	51.78	Armatura a taglio non necessaria
e - e	8.02	0.20	97.63	10	50	50	21.8	35.96	Armatura a taglio non necessaria
f - f	5.26	0.20	97.57	10	50	50	21.8	35.96	Armatura a taglio non necessaria
g - g	2.59	0.20	97.51	10	50	50	21.8	35.96	Armatura a taglio non necessaria

25 VERIFICA SLE – TENSIONE

Condizione Statica Rara

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
a - a	0.00	0.00	1.42	10.05	10.05	0.00	0.00	
b - b	-84.64	0.00	1.42	10.05	10.05	0.67	65.30	
c - c	-31.78	0.00	1.42	10.05	10.05	0.25	24.52	
d - d	1.83	69.50	0.20	10.05	10.05	0.57	-	sez. compressa
e - e	1.02	68.88	0.20	10.05	10.05	0.45	-	sez. compressa
f - f	0.45	68.25	0.20	10.05	10.05	0.36	-	sez. compressa
g - g	0.11	67.63	0.20	10.05	10.05	0.31	-	sez. compressa

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
a - a	0.00	0.00	1.42	10.05	10.05	0.00	0.00	
b - b	-38.74	0.00	1.42	10.05	10.05	0.30	29.89	
c - c	-12.74	0.00	1.42	10.05	10.05	0.10	9.83	
d - d	1.16	69.30	0.20	10.05	10.05	0.47	-	sez. compressa
e - e	0.64	68.73	0.20	10.05	10.05	0.39	-	sez. compressa
f - f	0.28	68.15	0.20	10.05	10.05	0.34	-	sez. compressa
g - g	0.07	67.58	0.20	10.05	10.05	0.30	-	sez. compressa

26 VERIFICA SLE – FESSURAZIONE

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)	
a - a	0.00	0.00	1.42	10.05	10.05	0.00	0.00	0.000	0.200	
b - b	-84.64	0.00	1.42	10.05	10.05	0.67	65.30	0.128	0.200	
c - c	-31.78	0.00	1.42	10.05	10.05	0.25	24.52	0.048	0.200	
d - d	1.83	69.50	0.20	10.05	10.05	0.00	-	-	0.200	sez. compressa
e - e	1.02	68.88	0.20	10.05	10.05	0.00	-	-	0.200	sez. compressa
f - f	0.45	68.25	0.20	10.05	10.05	0.00	-	-	0.200	sez. compressa
g - g	0.11	67.63	0.20	10.05	10.05	0.00	-	-	0.200	sez. compressa

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)	
a - a	0.00	0.00	1.42	10.05	10.05	0.00	0.00	0.000	0.200	
b - b	-65.29	0.00	1.42	10.05	10.05	0.51	50.37	0.098	0.200	
c - c	-24.83	0.00	1.42	10.05	10.05	0.20	19.16	0.037	0.200	
d - d	0.43	69.50	0.20	10.05	10.05	0.00	-	-	0.200	sez. compressa
e - e	0.23	68.88	0.20	10.05	10.05	0.00	-	-	0.200	sez. compressa
f - f	0.10	68.25	0.20	10.05	10.05	0.00	-	-	0.200	sez. compressa
g - g	0.02	67.63	0.20	10.05	10.05	0.00	-	-	0.200	sez. compressa

MURI DI INTERBINARIO
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 005	C	163 di 165

27 VERIFICHE STRUTTURALI – PALI DI FONDAZIONE

Calcolo delle caratteristiche meccaniche dei profili tubolari - UNI EN 10219 - 2 - 1999

Dott. Ing. Simone Caffè

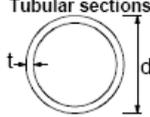
Diametro esterno nominale	D	193.70 [mm]
Spessore nominale	T	12.00 [mm]
Diametro interno nominale	d	169.70 [mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	68.5 [cm ²]
Momento d'inerzia	I	2839 [cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	6.44 [cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	293 [cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	397 [cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	5678 [cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	586 [cm ³]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _y	275 [MPa]
Coefficiente ε	ε	0.92 [-]
Classificazione		
Diametro	d	193.70 [mm]
Spessore	t	12.00 [mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	16.14 [-]
Classificazione della sezione	CLASSE 1	



Tubular sections

Class	Section in bending and/or compression					
1	d/t ≤ 50ε ²					
2	d/t ≤ 70ε ²					
3	d/t ≤ 90ε ²					
NOTE For d/t > 90ε ² see EN 1993-1-6.						
ε = √(235/f _y)	f _y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε ²	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 005

C

164 di 165

VERIFICHE DI RESISTENZA

per sezioni di classe 1,2

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$$\gamma_{M1} = 1.1$$

Sollecitazioni di progetto	$N_{ed} =$	196.51	KN
	$M_{ed} =$	32.26	KNm
	$V_{ed} =$	32.31	KN

Resistenze di calcolo	$N_{c,rd} =$	1794.03	KN
	$M_{c,rd} =$	103.91	KNm
	$V_{c,rd} =$	659.40	KN

Condizione

$$V_{ed} \leq 0.5 \cdot V_{c,rd} \quad \text{SI} \quad \Rightarrow \quad \text{taglio non influenza la resistenza a flessione}$$

$$\Rightarrow \quad \rho = (2V_{cd}/V_{c,rd}-1)^2 = 0$$

Compressione $N_{ed}/N_{c,rd} = 0.109536 \leq 1$

Flessione $M_{ed}/M_{c,rd} = 0.310455 \leq 1$

Taglio $V_{ed}/V_{c,rd} = 0.048999 \leq 1$

Flessione e Taglio

$$M_{v,rd} = (1-\rho)M_{c,rd} = 103.9119 \quad \text{KNm}$$

$$M_{ed}/M_{v,rd} = 0.310455 \leq 1$$

Presso-Flessione $n = N_{ed}/N_{c,rd} = 0.109536$

$$M_{N,rd} = 1.04 \cdot M_{c,rd} \cdot (1-n^{1.7}) = 105.5511 \quad \text{KNm}$$

$$M_{ed}/M_{N,rd} = 0.310455 \leq 1$$

Presso-Flessione e Taglio

$$M_{N,rd} = 1.04 \cdot M_{v,rd} \cdot (1-n^{1.7}) = 105.5511 \quad \text{KNm}$$

$$M_{ed}/M_{N,rd} = 0.310455 \leq 1$$

$$\frac{N_{ed} \cdot \gamma_{M1}}{X_y \cdot A \cdot f_{yk}} = 0.895 \leq 1 \quad \text{VERIFICATO}$$

MURI DI INTERBINARIO

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 005

C

165 di 165

28 INCIDENZA

INCIDENZA		
Elevazione	120	kg/m ³
Fondazione	50	kg/m ³
Palo (unità di lunghezza)	90	kg/m
Palo (unità di volume)	300	kg/m ³