



COMUNE DI CAPANNORI

SETTORE SERVIZI ALLA CITTA'

Piazza Aldo Moro, 1 - 55012 Capannori (LU)

Ampliamento del cimitero comunale frazionale di Gragnano ed opere di consolidamento statico del muro di recinzione del cimitero vecchio

(CUP: G51B15000330005 - GIG: ZE6219106A)

Comune di Capannori

PROGETTO DEFINITIVO

REL
F

Calcoli delle strutture

Data emissione:
Gennaio 2019

CODICE
ELABORATO

Anno	Commessa	Progetto	Tipologia	Elaborato n°
2018	013	D	REL	F

LIVELLO	Numero	Data	Stesura	Controllo	Approvazione

Responsabile unico del procedimento:

Dott. ing. Vinicio MARCHETTI

Progettazione

INGEO

Studio INGEO
Ingegneri e Geologi Associati
Via di Tiglio 433 - 55100 Lucca
Telefono 0583 - 48682
Telefax 0583 - 464539
E-mail studio@ingeo.it

Gruppo di lavoro

Dott. geol. Luigi GIAMMATTEI

Dott. ing. Alessandro GIORGI

Dott. ing. Simone MARTINELLI

Il tecnico incaricato

Dott. ing. Enrico FAVILLA

INDICE

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	3
3	MATERIALI UTILIZZATI	4
3.1	CALCESTRUZZO	4
3.2	ARMATURA.....	4
3.3	ACCIAIO MICROPALI	5
3.4	ACCIAIO TIRANTE IN TREFOLI	5
3.5	MALTA INIEZIONE MICROPALI E TIRANTI.....	5
4	MODELLAZIONE SISMICA.....	6
4.1	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO.....	6
4.2	LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA E CLASSIFICAZIONE SISMICA	6
4.3	PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE	7
4.3.1	AMPLIFICAZIONE LOCALE (STRATIGRAFICA E TOPOGRAFICA).....	8
4.4	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	8
4.4.1	SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE SLV	8
4.5	COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI	9
4.6	EFFETTI DELLA VARIABILITA' SPAZIALE DEL MOTO.....	9
5	DESCRIZIONE MODELLO STRUTTURALE.....	9
6	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE	10
7	MURO DI MONTE.....	10
7.1	ANALISI DEI CARICHI.....	10
7.2	VERIFICHE DI STABILITA'	12
7.2.1	VERIFICA AL RIBALTAMENTO.....	12
7.2.2	VERIFICA ALLO SCORRIMENTO	12
7.2.3	VERIFICA CAPACITA' PORTANTE.....	12
7.2.4	VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE	15
7.3	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	15
7.3.1	SFILAMENTO TIRANTE-TERRENO.....	15
7.4	VERIFICHE STRUTTURALI.....	16
7.4.1	ELEVAZIONE.....	16
7.4.2	TRAVE ORIZZONTALE TIRANTE.....	17
7.4.3	MENSOLA FONDAZIONE	18
7.4.4	TIRANTI.....	19

8 MURO DI VALLE SU PALI.....	20
8.1 ANALISI DEI CARICHI.....	20
8.2 CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE	22
8.3 VERIFICHE GEOTECNICHE.....	22
8.3.1 COLLASSO PER CARICO LIMITE VERTICALE	22
8.3.2 COLLASSO PER CARICO LIMITE ORIZZONTALE	24
8.4 VERIFICHE STRUTTURALI.....	24
8.4.1 MICROPALI.....	24
8.4.2 MURO ELEVAZIONE.....	25
8.4.3 MENSOLA FONDAZIONE	26

1 PREMESSA

L'intervento in oggetto; come già ricordato nella relazione generale, prevede l'ampliamento del cimitero sito nella frazione di Gragnano nel comune di Capannori in provincia di Lucca.

Il presente elaborato, dopo una breve descrizione delle normative e dei materiali utilizzati, riporta le verifiche strutturali e geotecniche dei muri di sostegno necessari per l'ampliamento: quello a monte tirantato e quello a valle su pali. Per quanto riguarda invece il consolidamento del muro esistente sempre con un manufatto su pali, in questa fase della progettazione si fa riferimento alle verifiche per il muro di valle su pali visto che le azioni sono fra le due opere sono confrontabili.

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Legge 05/11/1971 n. 1086

“ Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica. ”

Legge 02/02/1974 n. 64

“ Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche. ”

D.P.R. 6 giugno 2001, n°380

“Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia”

D.M.LL.PP. 17/01/2018

“ Norme tecniche per le costruzioni ”

Per la parte non in contrasto con il nuovo DM 17/01/2018 in attesa dell'uscita della Circolare

Circolare 2/02/2009 n° 617 C.S.LL.PP

“ Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni ” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. ”

Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

“ Linee guida sul calcestruzzo strutturale ”

Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

“ Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale ”

3 MATERIALI UTILIZZATI

3.1 CALCESTRUZZO

Per i muri di sostegno si utilizza un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

Classe di resistenza C 28/35 Classe di consistenza S4
Diametro massimo aggregato 15 mm

Indicazioni composizione calcestruzzo

Deve essere utilizzato cemento: rapporto $a/c_{max} = 0,60$ contenuto minimo di cemento 280 daN/m³

L'impiego di eventuali additivi deve essere concordato con la direzione lavori

Durabilità

Si assume una classe di esposizione XC2 bagnato raramente secco, parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. classe di esposizione XC2, copriferro minimo 40 mm

Caratteristiche meccaniche (unità di misura daN/cm²)

Resistenza caratteristica cubica	R _{ck}	350,00
Resistenza caratteristica cilindrica	f _{ck}	290,50
Resistenza cilindrica media	f _{cm}	370,50
Resistenza media trazione classe < C50/60	f _{ctm}	28,35
Resistenza caratteristica trazione	f _{ctk}	19,84
Resistenza media trazione per flessione	f _{cfm}	34,02
Modulo elastico	E _{cm}	325.881
Coefficiente sicurezza	γ _c	1,50
Coefficiente azione lunga durata	α _{cc}	0,85
Condizione buona aderenza	η ₁	1,00
Condizione non buona aderenza	η ₁	0,70
Barre diametro ≤ 32 mm	η ₂	1,00
Resistenza calcolo compressione	f _{cd}	164,62
Elementi spessore < 5 cm	f _{cd,rid}	131,69
Resistenza calcolo trazione	f _{ctd}	13,23
Elementi spessore < 5 cm	f _{ctd,rid}	10,58
Resistenza tangenziale caratterist. aderenza(B)	f _{bk}	44,65
Resistenza tangenziale caratterist. aderenza(C)	f _{bk}	31,26
Resistenza tangenziale caratterist. aderenza(B)	f _{bd}	29,77
Resistenza tangenziale caratterist. aderenza(C)	f _{bd}	20,84

3.2 ARMATURA

Acciaio per cemento armato B450C ad aderenza migliorata saldabile

Caratteristiche meccaniche (unità di misura daN/cm²)

Tensione nominale caratteristica snervamento	f _{ynom}	4.500,0
Tensione nominale caratteristica rottura	f _{tnom}	5.400,0
Tensione caratteristica snervamento	f _{yk} >	4.500,0
Tensione caratteristica rottura	f _{tk} >	5.400,0
	(f _t /f _y) _k >	1,15
	(f _t /f _y) _k <	1,35
	(f _y /f _{ynom}) _k <	1,25
Allungamento	(A _{gt}) _k >	7,5%
Coefficiente sicurezza	γ _s	1,15
Resistenza calcolo acciaio	f _{yd}	3.913,0

3.3 ACCIAIO MICROPALI

Per i micropali viene utilizzato un acciaio S 355

Caratteristiche meccaniche (unità di misura daN/cm²)

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	3.550,0
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	5.100,0
Modulo elastico	E	2.100.000
Coefficiente sicurezza resistenza e stabilità	γ_s	1,05
Tensione calcolo per resistenza e stabilità	f_{yd}	3.381,0

3.4 ACCIAIO TIRANTE IN TREFOLI

Per i tiranti del muro vengono utilizzati cavi a 3 trefoli, acciaio St Steel 1670/1860

Caratteristiche meccaniche (unità di misura daN/cm²)

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{pyk} >$	16.700,0
Tensione caratteristica di rottura	$f_{ptk} >$	18.600,0
Allungamento sotto carico massimo	$(A_{gt})_k >$	3,5%
Coefficiente sicurezza	γ_s	1,15
Resistenza calcolo acciaio	f_{yd}	14.520,0

3.5 MALTA INIEZIONE MICROPALI E TIRANTI

Classe di resistenza C 28/35 Classe di consistenza S4

Durabilità

Per la malta di iniezione, si assume una classe di esposizione XC2.

classe di esposizione XC2

Per le caratteristiche meccaniche vale quanto riportato sopra

4 MODELLAZIONE SISMICA

4.1 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO

Vita nominale

I muri sono appartenenti ad un cimitero di una frazione del comune di Capannori, si assume una vita nominale (V_N) di 50 anni

Classe d'uso

La classe d'uso del manufatto è la II, coefficiente d'uso $C_u = 1,0$

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento $V_r = V_N C_u = 50$ anni

4.2 LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA E CLASSIFICAZIONE SISMICA

L'intervento in oggetto, è sito nella frazione di Gragnano, Comune di Capannori, in provincia di Lucca. Le coordinate geografiche sono: $43^\circ 52'45,96''N$ (latitudine) $10^\circ 37' 26,67''E$ (longitudine)

La classificazione sismica attuale è stata approvata dalla Regione Toscana con Del. G.R.T del 08/10/2012, n° 878 ed entrata in vigore 60 giorni dopo la sua pubblicazione quindi il 08/12/2012, aggiornata con delibera GRT n.421 del 26/05/2014 . Tale delibera recepisce l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3.519 del 28/04/2006.

A seguito dell'emanazione del "Regolamento di attuazione dell'articolo 117, comma 2, lettera g) della legge regionale 3 gennaio 2005, n.1 (Norme per il governo del territorio). Verifiche nelle zone a bassa sismicità.

Determinazione del campione da assoggettare a verifica." decreto del presidente della giunta regionale 22/10/2012, n.58 R, all'articolo 2, comma 3 si sono individuate tre fasce di pericolosità della zona 3:

Art.3 comma 2

" La zona 3 è suddivisa in fasce di pericolosità che tengono conto del valore dell'accelerazione sismica su suolo rigido e pianeggiante, allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), riferito al periodo di ritorno (TR) di 475 anni, corrispondente in termini progettuali ad una vita nominale di 50 anni e categoria d'uso (C_u) pari a 1 (classe d'uso II) di seguito indicato a_g come segue:

- | | |
|---|-----------------------------|
| a) Fascia A, contraddistinta da valori di | $a_g > 0,15 g$ |
| b) Fascia B, contraddistinta da valori di | $0,125 g < a_g \leq 0,15 g$ |
| c) Fascia C, contraddistinta da valori di | $a_g \leq 0,125 g$ |

Si riporta un'immagine della classificazione sismica



4.3.1 AMPLIFICAZIONE LOCALE (STRATIGRAFICA E TOPOGRAFICA)

La categoria di sottosuolo, è la E, mentre per le condizioni topografiche si considera una categoria topografica T2 , quindi un coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1,20$.

4.4 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

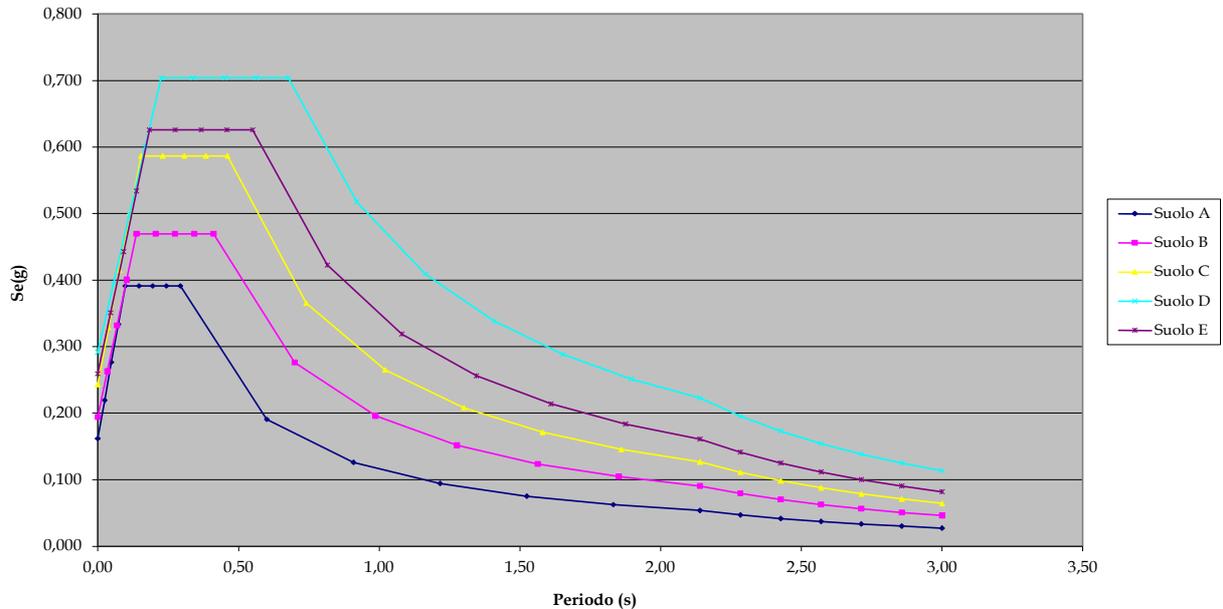
Descrizione del moto sismico in superficie e sul piano di fondazione

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali secondo X e Y e una verticale secondo Z.

Le componenti sono descritte in termini di spettro di risposta, si riportano a seguire per completezza i diversi diagrammi degli spettri anche se non strettamente necessari

4.4.1 SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE SLV

Diagramma spettro di risposta elastico orizzontale



Parametri sismici

	Suolo A	Suolo B		Suolo C		Suolo D		Suolo E	
S_s	1,00	1,20	1,20	1,50	1,50	1,80	1,80	1,60	1,60
S	1,20		1,44		1,80		2,16		1,92
C_c	1,00		1,41		1,57		2,31		1,88
T_c (s)	0,293		0,412		0,461		0,677		0,551
T_b (s)	0,098		0,137		0,154		0,226		0,184
T_d (s)	2,140		2,140		2,140		2,140		2,140

Coordinate diagramma

	Suolo A		Suolo B		Suolo C		Suolo D		Suolo E	
	T (s)	S _e (g)	T (s)	S _e (g)						
0-tb	0,00	0,162	0,00	0,194	0,00	0,243	0,00	0,292	0,00	0,259
0-tb	0,02	0,219	0,03	0,263	0,04	0,329	0,06	0,395	0,05	0,351
0-tb	0,05	0,277	0,07	0,332	0,08	0,415	0,11	0,498	0,09	0,443
0-tb	0,07	0,334	0,10	0,401	0,12	0,501	0,17	0,601	0,14	0,534
0-tb	0,10	0,391	0,14	0,469	0,15	0,587	0,23	0,704	0,18	0,626
tb-tc	0,15	0,391	0,21	0,469	0,23	0,587	0,34	0,704	0,28	0,626
tb-tc	0,20	0,391	0,27	0,469	0,31	0,587	0,45	0,704	0,37	0,626
tb-tc	0,24	0,391	0,34	0,469	0,38	0,587	0,56	0,704	0,46	0,626
tb-tc	0,29	0,391	0,41	0,469	0,46	0,587	0,68	0,704	0,55	0,626
tc-td	0,60	0,191	0,70	0,276	0,74	0,365	0,92	0,518	0,82	0,423
tc-td	0,91	0,126	0,99	0,196	1,02	0,265	1,16	0,409	1,08	0,319
tc-td	1,22	0,094	1,28	0,152	1,30	0,208	1,41	0,338	1,35	0,256
tc-td	1,52	0,075	1,56	0,124	1,58	0,171	1,65	0,288	1,61	0,214
tc-td	1,83	0,063	1,85	0,104	1,86	0,146	1,90	0,251	1,88	0,184
tc-td	2,14	0,054	2,14	0,090	2,14	0,127	2,14	0,223	2,14	0,161
td-inf	2,28	0,047	2,28	0,079	2,28	0,111	2,28	0,196	2,28	0,141
td-inf	2,43	0,042	2,43	0,070	2,43	0,098	2,43	0,173	2,43	0,125
td-inf	2,57	0,037	2,57	0,063	2,57	0,088	2,57	0,154	2,57	0,112
td-inf	2,71	0,033	2,71	0,056	2,71	0,079	2,71	0,139	2,71	0,100
td-inf	2,86	0,030	2,86	0,051	2,86	0,071	2,86	0,125	2,86	0,090
td-inf	3,00	0,027	3,00	0,046	3,00	0,064	3,00	0,113	3,00	0,082

4.5 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

L'intervento riguarda l'ampliamento di un cimitero e a tergo dei muri di sostegno non si ravvisano carichi variabili significativi, per il muro di monte tirantato è presente il versante, mentre per quello di valle su pali si considera presente un carico variabile di 5,0 kN/m². Si assume per il muro di valle un coefficiente $\Psi_{2j} = 0,60$ quindi l'azione sismica si combina con i carichi permanenti e una parte di quelli variabili.

$$G_1 + G_2 + E + \Psi_{2j} Q_{kj}$$

G₁ carichi permanenti portanti

G₂ carichi permanenti portati

E azione sismica

Q_{kj} carichi variabili

4.6 EFFETTI DELLA VARIABILITA' SPAZIALE DEL MOTO

Non presente per le opere in oggetto.

5 DESCRIZIONE MODELLO STRUTTURALE

Per quanto riguarda i modelli di calcolo utilizzati considerano i manufatti come corpi rigidi andando ad effettuare le varie verifiche traslazione ribaltamento e schiacciamento o determinando i cari agenti sui pali.

6 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

La valutazione della sicurezza viene effettuata con il metodo semiprobabilistico agli stati limite, basato sull'impiego dei coefficienti parziali, metodo di primo livello.

La verifica di sicurezza nei riguardi degli stati limiti ultimi è espressa dall'equazione formale

$$R_d \geq E_d \text{ dove}$$

R_d rappresenta il valore di progetto di un dato materiale

E_d il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti

Di volta in volta i valori di R_d e E_d saranno momenti flettenti, sforzi taglianti, sforzi normali ecc.

Si considera l'APPROCCIO 2 delle NTC 2018, che impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (γ_f) per la resistenza dei materiali (γ_M) e eventualmente per la resistenza globale (γ_r).

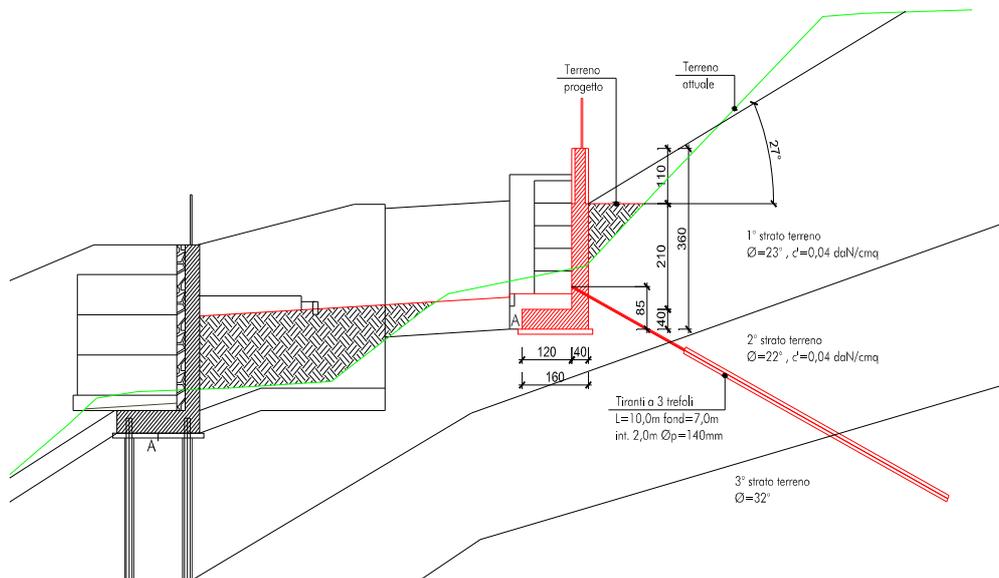
La verifica di sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio, per le parti in cemento armato, si effettua controllando le verifiche a fessurazione e tensionali sul calcestruzzo e sull'armatura, come previsto da normativa.

7 MURO DI MONTE

7.1 ANALISI DEI CARICHI

Si studia il tratto di 1,00 m e nella condizione di assenza di carichi a valle dovuti alla presenza dei loculi, si tiene comunque a precisare che le verifiche con la presenza di questi carichi sono soddisfatte.

Geometria



$b = 160$ cm larghezza $b_1 = 40$ cm spessore muro
 $h_1 = 40$ cm altezza fond. $h_2 = 210$ cm alt. terreno $h_3 = 110$ cm alt. fuori terra

Si riportano le caratteristiche meccaniche del terreno a tergo muro e al di sotto della fondazione

1° strato terreno	$\gamma_t = 19,00$ kN/m ³ $c' = 0,04$ daN/cm ²	peso spec. terreno $\Phi_k = 23,0^\circ$ coesione drenata	ang. attrito ter. caratt
2° strato terreno	$\gamma_t = 20,00$ kN/m ³ $c' = 0,14$ daN/cm ²	peso spec. terreno $\Phi_k = 22,0^\circ$ coesione drenata	ang. attrito ter. caratt
3° strato terreno	$\gamma_t = 20,00$ kN/m ³	peso spec. terreno $\Phi_k = 32,0^\circ$	ang. attrito ter. caratt

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \Phi - \theta)}{[\cos \theta \sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta - \theta) [1 + RQ \frac{\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \beta - \theta)}{(\sin(\alpha - \delta - \theta) \sin(\alpha + \beta))}]]^2}$$

$$K_{as} = 1,214 \quad \text{coef. sp. attiva sisma alto} \quad K_{as} = 1,129 \quad \text{coef. sp. attiva sisma basso}$$

Sisma alto

Unità (kN,m)	B	h	H	V	d _A	M _{Ar}
Inc.Sp. ter. or. A I _{Sto}	1,00	2,50	16,64		1,25	20,80
Inc.Sp. ter. ver. A I _{Stv}				4,56	-1,60	-7,30
Comp. tirante		0,85	16,64	7,75	-1,20	-23,45

$$I_{Sto} = (1 - k_v) \gamma_t h^2 / 2 (k_{a1s} - k_{a1}) \cos \delta_d \quad \text{incremento sismico sp. terreno orizzontale}$$

$$I_{Stv} = I_{Sto} / \cos \delta_d \sin \delta_d \quad \text{incremento sismico sp. terreno verticale}$$

Forza inerzia

Descrizione (kN,m)	V _{sis}	H _{sis}	d _A	h _A	M _{Ar}
Fondazione rettang	2,08	4,14	0,80	0,20	2,49
Elevazione rettang	4,16	8,29	0,20	2,00	17,41
Terreno fond post	0,00	0,00	0,00	1,45	0,00
Loculi o terreno ant.	1,17	2,33	1,00	0,40	2,10
	-7,41	14,76		Totale	22,00
Comp.tirante	6,88	-14,76	-1,20	0,85	-20,80

7.2 VERIFICHE DI STABILITA'

7.2.1 VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Combinazione statica (A1+M1+R3)

$$\begin{aligned} \gamma_r &= 1,15 && \text{coefficiente parziale globale} \\ M_{AdS} &= 28,20 + 1,30 (71,01) && = 120,52 \text{ kNm} \quad \text{mom. stabilizzanti} \\ M_{AdR} &= 1,30 (41,99 - 22,10) && = 25,87 \text{ kNm} \quad \text{mom. ribaltanti} \\ M_{AdS} / M_{AdR} &\geq \gamma_r && \mathbf{4,66 \geq 1,15} \end{aligned}$$

Combinazione sismica (A1+M1+R3)

$$\begin{aligned} \gamma_r &= 1,00 && \text{coefficiente parziale globale} \\ M_{AdS} &= 28,20 + 71,01 + 23,45 + 20,80 && = 143,47 \text{ kNm} \quad \text{mom. stabilizzanti} \\ M_{AdR} &= (41,99 - 22,10) + (20,80 - 7,30) + 22,00 && = 55,40 \text{ kNm} \quad \text{mom. ribaltanti} \\ M_{AdS} / M_{AdR} &\geq \gamma_r && \mathbf{2,59 \geq 1,00} \end{aligned}$$

7.2.2 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Questa verifica risulta essere soddisfatta vista la presenza del tirante, si riporta l'azione orizzontale totale, combinazione A1+M1 che serve per la verifica del tirante

Combinazione statica

$$H = 1,30 (50,39) = 65,51 \text{ kN}$$

Combinazione sismica

$$H = 1,00 (50,39 + 16,64 + 14,76) = 81,79 \text{ kN}$$

7.2.3 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

Combinazione statica (A1+M1+R3)

$$\begin{aligned} V_d &= 1,30 (57,00 + 13,81 + 23,48) && = 122,58 \text{ kN} \\ H_d &= && = 0,00 \text{ kN} \\ M_{AdS} &= 1,30 (28,20) + 1,30 (71,01) && = 128,98 \text{ kNm} \\ M_{AdR} &= 1,30 (41,99 - 22,10) && = 25,87 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$B = 1,60 \text{ m} \quad \text{larghezza}$$

$$e = B/2 - (M_{AdS} - M_{AdR}) / V_d = 0,04 \text{ m} \leq B/6 = 0,27 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} = \Sigma V_d / (B \times 100) (1 + 6e/B) = 0,88 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{min} = \Sigma V_d / (B \times 100) (1 - 6e/B) = 0,65 \text{ daN/cm}^2$$

Combinazione sismica (A1+M1+R3)

$$V_d = 1,00 (57,00 + 6,88 - 7,41 + 13,81 + 23,48 + 4,56 + 7,75) = 106,08 \text{ kN}$$

$$H_d = 0,00 \text{ kN}$$

$$M_{AdS} = 1,00 (28,20 + 20,80 + 71,01 + 23,45) = 143,47 \text{ kNm}$$

$$M_{AdR} = 1,00 (22,00 + 41,99 - 22,10 + 20,80 - 7,30) = 55,40 \text{ kNm}$$

$$e = B/2 - (M_{AdS} - M_{AdR}) / V_d = 0,03 \text{ m} \leq B/6 = 0,27 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} = \Sigma V_d / (B \times 100) (1 + 6e/B) = 0,74 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{min} = \Sigma V_d / (B \times 100) (1 - 6e/B) = 0,59 \text{ daN/cm}^2$$

Per effettuare la verifica della tensione sul terreno, si fa riferimento alla formula di Vesic corretta con i relativi coefficienti, si riporta la verifica a lungo termine considerando la combinazione sismica i carichi si riportano alla lunghezza del muro di 10,00 m

$$q_k = \gamma'_t D N_q s_q d_q i_q b_q g_q h_q + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c h_c + 1/2 \gamma'_t B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma h_\gamma$$

$$\gamma_r = 1,20 \quad q_d = q_k / \gamma_r \quad \text{tensione terreno di progetto}$$

$$Q_d = B' L' q_d \quad \text{carico massimo terreno di progetto}$$

La verifica risulta soddisfatta se $Q_d \geq V_d$

γ'_t peso specifico terreno immerso

Fattori capacità portante

$$N_q = e^{m \tan \Phi} \tan^2(45^\circ + \Phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \Phi$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \Phi$$

Fattori correttivi eccentricità del carico

$$B' = B - 2e \quad \text{larghezza} \quad L' \quad \text{lunghezza muro}$$

Fattore di forma

$$s_q = 1 + B'/L \sin \Phi \quad s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1) \quad s_\gamma = 1 - 0,30 B'/L$$

Fattore di profondità

$$\text{se } D \leq B \quad d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 D/B$$

$$\text{altrimenti } D > B \quad d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \arctan (D/B)$$

$$\text{se } D \leq B \quad d_c = 1 + 0,4 D/B$$

$$\text{altrimenti } D > B \quad d_c = 1 + 0,4 \arctan (D/B)$$

$$d_\gamma = 1$$

Fattore inclinazione del carico

$$m_L = (2 + L/B') / (1 + L/B') \quad m_B = (2 + B'/L) / (1 + B'/L)$$

$$m = m_L \cos^2 \Theta_n + m_B \sin^2 \Theta_n$$

Θ_n ang, fra la direzione del carico proiettata piano fondazione e la lunghezza L

$$i_q = (1 - H / (N + B'L'c' / \tan \Phi))^m$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B'L'c' / \tan \Phi))^{m+1}$$

Fattore inclinazione della fondazione

$$b_q = (1 - \epsilon \tan \Phi)^2 \quad b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi) \quad b_\gamma = b_q$$

Fattore inclinazione del terreno

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

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$$

$$g_y = g_q$$

Fattore sismico

I coefficienti h_i sono ricavati con la teoria di Cascone

$$h_q = 1,00$$

$$h_c = 1,00$$

$$h_y = e_{yk} e_{yi}$$

$$e_{yk} = (1 - k_{hk} / \tan \Phi)^{0,45}$$

contributo cinematico

$$k_{hk} = \beta_m a_{max} g$$

β_m desunto dalle fondazioni

$$e_{yi} = (1 - 0,70 k_{hi})^{0,50}$$

contributo inerziale

$$k_{hi} = S_d(T)$$

con $S_d(T)$ ordinata spettro di progetto $a_g S F_o / q$

Caratteristiche geometriche fondazione [cm]								
Larghezza	B	160,0	Lunghezza	L	1.000,0	Prof. incastro	D	60,0

Caratteristiche sollecitazione [daNcm]								
Carico vert.	N_z	106.080	Car. per. p. posa	N_{per}	106.080			
Carico orizz.(par B)	H_x	0	Car. par. p. posa	H_{par}	0			
Carico orizz.(par L)	H_y	0	Car. oriz. risult.	H_r	0			
Ecc. lungo B	e_b	3,0	Ecc. lungo L	e_L	0,0			
Acc. Sism. max	$a_g S$	0,259	Coefficiente	β_s	1,000			
Coeff. sismico orizz.	K_{hk}	0,259	$\tan \Phi$		0,425			
Coeff. sismico orizz.	K_{hi}	0,625	Fattore di struttura	q	1,0	Fo		2,415

Caratteristiche meccaniche terreno (daNcm)								
Ang. attrito interno	φ'	23,0	Ang. attrito interno	$\varphi'(\text{rad})$	0,40			
Ang. attrito terreno	δ	13,8	Ang. attrito terreno	$\delta(\text{rad})$	0,24			
Coesione	c'	0,040	Mod. tangenziale	G	5,0			
P.s.t.sopra p.p.[daNm]	γ'_{t1}	1.900,0	P.s.t. sotto p.p.[daNm]	γ'_{t2}	1.900,0			

Fattori capacità portanti								
Pi greco	π	3,14	Numero di neplero	e	2,72			
Fatt. sovraccarico	N_q	8,70	Fatt. coesione	N_c	18,10	Fatt. attrito	N_y	6,55
Fattore eccentricità carico								
Largh. efficace	B'	154,0	Lungh. efficace	L'	1.000,0			
Fattore forma								
Fatt. sovraccarico	s_q	1,06	Fatt. coesione	s_c	1,07	Fatt. attrito	s_y	0,95
			Per nastriiformi	$s_c = 1$				

Fattore di profondità								
Fatt. sovraccarico	d_q	1,12	Fatt. coesione	d_c	1,15	Fatt. attrito	d_y	1,00
Fattore inclinazione carico								
	mb	1,87		mL	1,13		m	1,87
Ang. direz. carico L	θ_n	90		$\theta_n \text{ rad}$	1,57			
Fatt. sovraccarico	i_q	1,00				Fatt. attrito	i_y	1,00
Fatt. sovraccarico	i_q	1,00	Fatt. coes. (se $\Phi > 0$)	i_c	1,00	Fatt. attrito	i_y	1,00
Fattore inclinazione fond.								
Incl. fondazione	ε	0,00	Incl. fondazione	$\varepsilon (\text{rad})$	0,00			
Fatt. sovraccarico	b_q	1,00	Fatt. coes. se $\Phi > 0$	b_c	1,00	Fatt. attrito	b_y	1,00
Fattore inclinazione terreno								
Incl. terreno	ω	0,00	Incl. terreno	$\omega (\text{rad})$	0,00			
Fatt. sovraccarico	g_q	1,00	Fatt. coes. se $\Phi > 0$	g_c	1,00	Fatt. attrito	g_y	1,00
Fattore sisma Cascone								

Fatt. sovraccarico h_q	1,00	Fatt. coes. h_c	1,00	Fatt. attrito h_γ	0,49
Fattori N_q	1,18	Fattore N_c	0,89	Fattore N_γ	0,45
Coefficiente parziale γ_r	1,20	Tens. prog q_d [daN/cm²]	2,09	Car. prog Q_d [KN]	3.226

Il carico massimo di progetto del terreno è $Q_d=3.226,00$ kN riferito ad una lunghezza del muro di 10 metri, quindi $Q_d= 322,60$ kN/m. Otteniamo quindi che $Q_d \geq V_d = 106,08$ kN/m e la verifica alla capacità portante è soddisfatta.

7.2.4 VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

Dalla relazione geologica allegata si ricava che in corrispondenza della zona dove viene realizzato il muro è stata effettuata la verifica di stabilità situazione attuale che da valori prossimi a 1,00 la presenza del muro migliora sicuramente la verifica, che in questa fase della progettazione non viene riportata.

7.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

7.3.1 SFILAMENTO TIRANTE-TERRENO

La combinazione per la verifica allo sfilamento è A1+M1+R3 relativa al sisma, la componente orizzontale è $H_d = 81,79$ kN riferita al tratto di 1,00 m l'interasse dei tiranti è 2,00 m e sono inclinati 25°

$$N_d = 2,00 \times 81,79 / \cos 25^\circ = 180,50 \text{ kN} \quad \text{sfuerzo tirante di progetto}$$

Per la determinazione della resistenza allo sfilamento tirante-terreno si utilizzano i diagrammi tratti dal libro di RENATO SANSONI "Pali e fondazioni su pali", adatto nel caso di tiranti passivi, di seguito riportati.

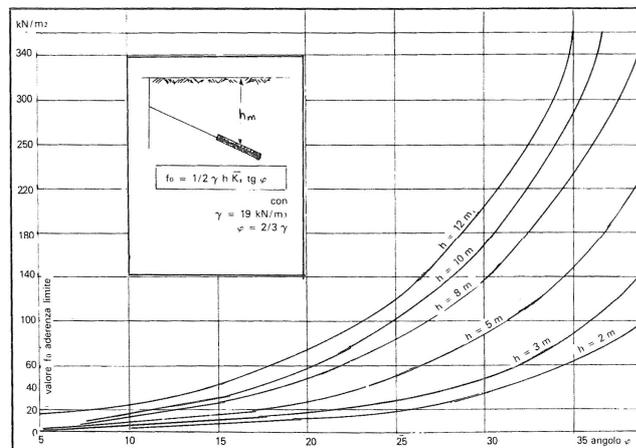


Fig. 19-10.

Diagrammi per la verifica a sfilamento tirante terreno

Qui conoscendo angolo di attrito del terreno e la profondità media del tirante si ricava la tensione di aderenza limite. La fondazione entra per 6,00 m nel terreno con angolo di attrito $\phi= 32^\circ$ e profondità h 8,00 m si ricava $f_0 = 180$ kN/m².

Con questa aderenza f_0 180 kN/m² e $L= 8,00$ m si ricava portata $R_{ak} = 475$ kN

Considerando che per la caratterizzazione geotecnica, si ha un'unica verticale di indagine si assumono i seguenti coefficienti

$$\xi_{a3} = 1,80$$

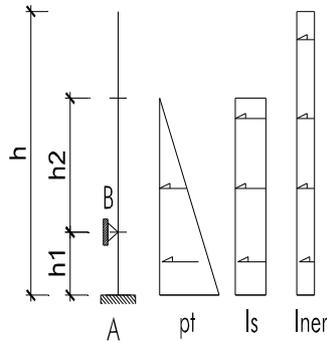
$$\gamma_{rap} = 1,20$$

$$N_r = R_{ak} / (\xi_{a3} \times \gamma_{rap}) = 222,00 \text{ kN} \quad \geq \quad N_d = 180,50 \text{ kN}$$

7.4 VERIFICHE STRUTTURALI

7.4.1 ELEVAZIONE

Schema statico



$h = 3,60 \text{ m}$	$h_1 = 0,80 \text{ m}$	$h_2 = 1,70 \text{ m}$
$p_t = 41,80 \text{ kN/m}$	pressione terreno	$I_s = 7,90 \text{ kN/m}$ incremento sismico
$I_{ser} = 2,60 \text{ kN/m}$	forza inerzia	

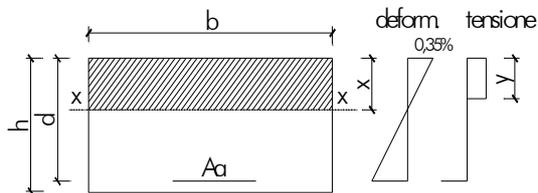
Caratteristiche della sollecitazione SLU

Combinazione sismica

$V_B = 41,06 \text{ kN}$	sf. tagliante	$M_B = 31,00 \text{ kNm}$ mom. flettente
--------------------------	---------------	--

Verifiche di resistenza stato limite ultimo

Momento flettente (geometria)



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	40,00	Altezza utile d	35,00
Area armatura 5Φ14 A _a	7,70		
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,053	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	2,14	Altezza stress block	
$d^* = (d - 0,5y)$ [cm]	33,93	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm]	102,24	Momento resistente	
M_{sd} [kNm]	31,00	Momento sollecitante	

Sforzo tagliante

<i>Caratteristiche geometriche [cm]</i>			
Base b	100,00	Altezza utile d	35,00
Area armatura 5Φ14 A _a	7,70	Sforzo normale N _d	0,00
<i>Sforzo tagliante resistente senza arm. [kN]</i>			
$k = 1+(200/d)^{1/2}$	1,76	Effetto ingranamento < 2	1,76
$\varphi_l = A_a / (b d)$	0,002	Effetto spinotto < 0,02	0,002
$\sigma_{cp} = N_d / (b d)$ [daN/cm ²]	0,00	Tensione media di compressione < 0,20f _{cd}	28,22
$v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ [daN/cm ²]	4,06	Tensione tangenziale minima	
$V_{min} = (v_{min} + 0,15\sigma_{cp}) b d$ [kN]	142,23	Sforzo tagliante minimo	
$V_{rd1} = (0,18 k (100 \varphi_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15\sigma_{cp}) b d$ [kN]	130,01	Sforzo tagliante	
$V_{rd} = \max (V_{min}, V_{rd1})$ [kN]	142,23	Sforzo tagliante resistente	
V_{sd} [kN]	41,00	Sforzo tagliante sollecitante	

7.4.2 TRAVE ORIZZONTALE TIRANTE

Si considera uno schema statico a trave continua L=2,00 m q = 81,79 kN/m

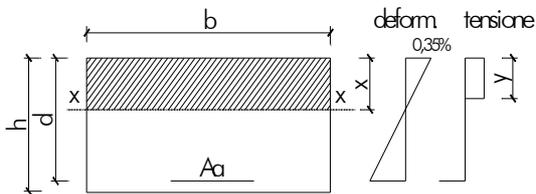
Caratteristiche della sollecitazione SLU

Combinazione sismica

$V_A = 81,79 \times 2,00 / 2 = 81,79$ kN sf. tagliante
 $M_A = 81,79 \times 2,00^2 / 8 = 40,90$ kNm mom. flettente

Verifiche di resistenza stato limite ultimo

Momento flettente (geometria)



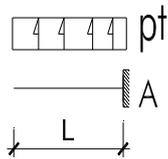
<i>Caratteristiche geometriche [cm]</i>			
Base b	60,00		
Altezza sezione h	40,00	Altezza utile d	35,00
Area armatura 4Φ14 A _a	6,16		
<i>Momento flettente resistente [kNm]</i>			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,071	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	2,85	Altezza stress block	
$d^* = (d - 0,5y)$ [cm]	33,58	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm]	80,93	Momento resistente	
M_{sd} [kNm]	40,90	Momento sollecitante	

Sforzo tagliante

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	60,00	Altezza utile d	35,00
Area armatura 4Φ14 A _a	6,16	Sforzo normale N _d	0,00
<i>Sforzo tagliante resistente senza arm. [kN]</i>			
$k = 1+(200/d)^{1/2}$	1,76	Effetto ingranamento < 2	1,76
$\varphi_l = A_a / (b d)$	0,003	Effetto spinotto < 0,02	0,003
$\sigma_{cp} = N_d / (b d)$ [daN/cm ²]	0,00	Tensione media di compressione < 0,20f _{cd}	28,22
$v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ [daN/cm ²]	4,06	Tensione tangenziale minima	
$V_{min} = (v_{min} + 0,15\sigma_{cp}) b d$ [kN]	85,34	Sforzo tagliante minimo	
$V_{rd1} = (0,18 k (100 \varphi_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15\sigma_{cp}) b d$ [kN]	85,85	Sforzo tagliante	
$V_{rd} = \max (V_{min}, V_{rd1})$ [kN]	85,85	Sforzo tagliante resistente	
V_{sd} [kN]	81,79	Sforzo tagliante sollecitante	

7.4.3 MENSOLA FONDAZIONE

Schema statico



$L = 1,20 \text{ m}$

$p_t = 100,00 \text{ kN/m}$

carico fondazione (carico statico)

Caratteristiche della sollecitazione SLU

$V_A = 100,00 \times 1,20$

$= 120,00 \text{ kN}$

sf. tagliante

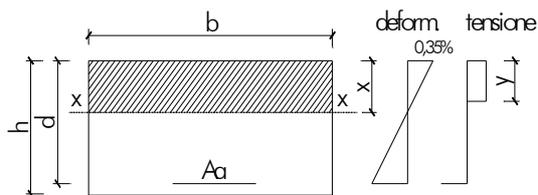
$M_A = 100,00 \times 1,20^2 / 2$

$= 72,00 \text{ kNm}$

mom. flettente

Verifiche di resistenza stato limite ultimo

Momento flettente (geometria)



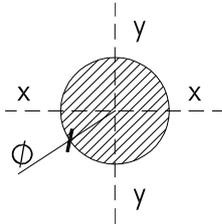
Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	40,00	Altezza utile d	35,00
Area armatura 5Φ14 A _a	7,70		
<i>Momento flettente resistente [kNm]</i>			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,053	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	2,14	Altezza stress block	
$d^* = (d - 0,5y)$ [cm]	33,93	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm]	102,24	Momento resistente	
M_{sd} [kNm]	72,00	Momento sollecitante	

Sforzo tagliante

<i>Caratteristiche geometriche [cm]</i>			
Base b	100,00	Altezza utile d	35,00
Area armatura 5Φ14 A _a	7,70	Sforzo normale N _d	0,00
<i>Sforzo tagliante resistente senza arm. [kN]</i>			
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	1,76	Effetto ingranamento < 2	1,76
$\phi_l = A_a / (b d)$	0,002	Effetto spinotto < 0,02	0,002
$\sigma_{cp} = N_d / (b d)$ [daN/cm ²]	0,00	Tensione media di compressione < 0,20f _{cd}	28,22
$v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ [daN/cm ²]	4,06	Tensione tangenziale minima	
$V_{min} = (v_{min} + 0,15\sigma_{cp}) b d$ [kN]	142,23	Sforzo tagliante minimo	
$V_{rd1} = (0,18 k (100 \phi_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15\sigma_{cp}) b d$ [kN]	130,01	Sforzo tagliante	
$V_{rd} = \max (V_{min}, V_{rd1})$ [kN]	142,23	Sforzo tagliante resistente	
V_{sd} [kN]	100,00	Sforzo tagliante sollecitante	

7.4.4 TIRANTI

Geometria



Viene utilizzato un tirante a 3 trefoli acciaio steel 1670/1870

$A_1 = 1,39 \times 3 = 4,17 \text{ cm}^2$ area $L_f = 7,00 \text{ m}$ lunghezza fondazione

$D = 14,00 \text{ cm}$ diam. corrugato, diam. perforazione

Caratteristiche della sollecitazione

L'analisi è effettuata per il tratto di 1,00m, l'interasse tra i tiranti è di 2,00m, per ottenere il tiro nel tirante, basta moltiplicare per 2

$N_d = 65,51 \times 2,00 / \cos 25^\circ = 145,00 \text{ kN}$ sf. normale combinazione C1 statica

$N_d = 81,79 \times 2,00 / \cos 25^\circ = 180,50 \text{ kN}$ sf. normale combinazione C2 sismica

A seguire si riporta la verifica per la condizione sismica C2 più gravosa

Verifiche stato limite ultimo

Verifica resistenza

$N_r = f_{yd} A_1 = 145,20 \times 4,17 = 605,48 \text{ kN}$ sf. normale resistente

$N_d \leq N_r$ **verifica soddisfatta**

Verifica aderenza malta-corrugato

$f_{bdtes} = 19,84 \text{ daN/cm}^2$ tensione di aderenza malta zona tesa ($R_{ck} 350$)

$N_r = L_f (\pi D f_{bd}) = 6.105 \text{ kN} \geq N_d$

$L_f = N_d / (\pi D f_{bd}) = 0,21 \text{ m} \leq L_f = 7,00 \text{ m}$

Verifica aderenza malta-acciaio

$N_d = 180,50 \text{ kN}$ sforzo tirante di progetto

$d = 3 \times 1,33 = 4,00 \text{ cm}$ somma dei diametri dei trefoli

$\omega = 1 - 0,075 (n-1) = 0,85$ coeff. correttivo dipendente numero trefoli n

$\eta = 1$

$f_{bdtes} = 19,84 \text{ daN/cm}^2$ tensione di aderenza malta zona tesa ($R_{ck} 350$)

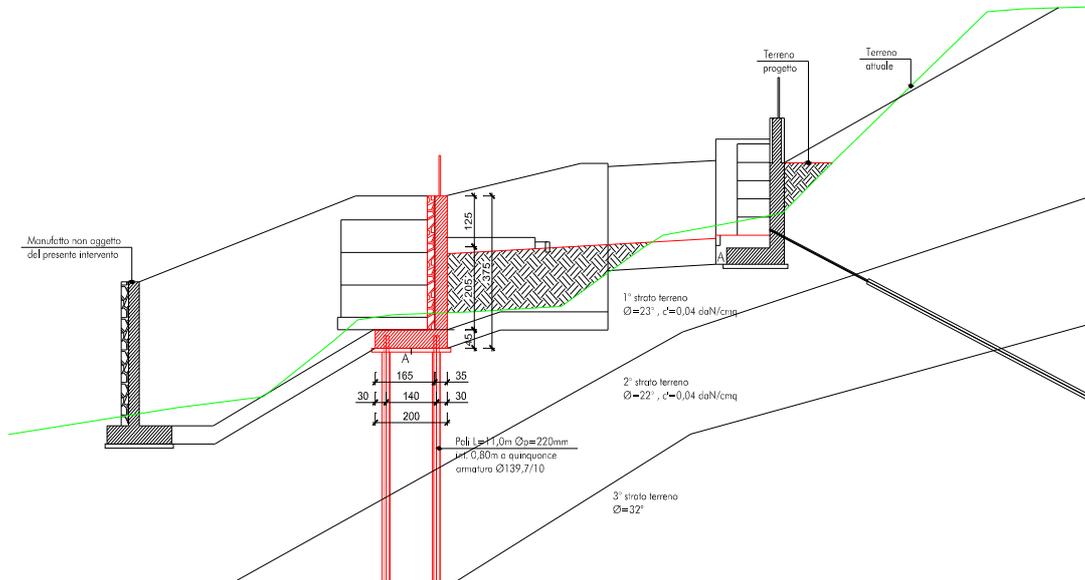
$L_f = N_d / (\pi d f_{bd} \omega) = 0,85 \text{ m} \leq L_f = 7,00 \text{ m}$

8 MURO DI VALLE SU PALI

Si studia il tratto di 1,00 m nella condizione di presenza carichi a valle dovuti ai loculi.

8.1 ANALISI DEI CARICHI

Geometria



Si riportano le caratteristiche meccaniche del terreno a tergo muro e al di sotto della fondazione

1° strato	$\gamma_t = 19,00 \text{ kN/m}^3$	peso spec. terreno	$\Phi_k = 23,0^\circ$ ang. attrito ter. caratt
	$c' = 0,04 \text{ daN/cm}^2$	coesione drenata	
2° strato	$\gamma_t = 20,00 \text{ kN/m}^3$	peso spec. terreno	$\Phi_k = 22,0^\circ$ ang. attrito ter. caratt
	$c' = 0,14 \text{ daN/cm}^2$	coesione drenata	
3° strato	$\gamma_t = 20,00 \text{ kN/m}^3$	peso spec. terreno	$\Phi_k = 32,0^\circ$ ang. attrito ter. caratt

Carichi permanenti muro (kN,m)

Descrizione	B	h	V	d_A	M_{AS}
Fondazione	2,00	0,45	22,50	0,00	0,00
Elevazione rett	0,35	3,30	28,88	-0,83	-23,82
Muro rivestimento	0,20	3,30	14,52	-0,55	-7,99
Loculi o terr.ant	1,45	1,00	43,50	0,28	11,96
		Totale A	109,40		-19,85

B larghezza

h altezza

V carichi caratteristici verticali

d_A distanza da A

M_{AS} momento caratteristico stabilizzante

$\gamma_{riv} = 22,00 \text{ kN/m}^3$ peso spec. rivestimento

$\gamma_{ter} = 19,00 \text{ kN/m}^3$ peso spec. terreno

peso spec. terreno

$q = 30,00 \text{ kN/m}^2$ carico di valle dei loculi

Carichi variabili

Si considera un carico variabile uniforme a tergo muro di $5,00 \text{ kN/m}^2$

Spinta terreno e carichi variabili

Si riportano i coefficienti di spinta attiva e le relative spinte del terreno e del carico variabile

Coefficienti parziali terreno M1

$$\gamma_M = 1,00 \quad \Phi_d = \arct(\operatorname{tg}(\Phi_k) / \gamma_M) = 23,0^\circ \quad \text{ang. attr. progetto}$$

Per il coefficiente di spinta attiva K_a si usa la formula di Muller-Breslau

$$\beta = 0^\circ \quad \text{ang. terr.-orizz.} \quad \alpha = 90^\circ \quad \text{ang. muro-orizz.}$$

$$\delta_d = 2/3 \Phi_d = 15,3^\circ \quad \text{ang. attr. terr.-muro}$$

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \Phi)}{[\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) [1 + RQ \frac{\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \beta)}{(\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta))}]]^2} = 0,390$$

Descrizione	h	H	V	d_A	M_{Ar}
Sp. ter. or. A S_{to}	2,50	22,33		0,83	18,61
Sp. ter. ver. A S_{tv}			9,47	-1,00	-9,47
Sp. sov. or. A S_{qo}	2,50	4,70		1,25	5,88
Sp. sov. ver. A S_{qv}			1,29	-1,00	-1,29

H car. caratt. orizzontali V car. caratt. verticali
 M_{AR} mom caratt ribaltanti
 $S_{to} = \gamma_t h^2 / 2 K_a \sin \delta_d$ sp. terreno orizz. $S_{tv} = \gamma_t h^2 / 2 K_a \cos \delta_d$ sp. terreno vert.
 $S_{qo} = q h K_a \sin \delta_d$ sp. carico variabile orizz. $S_{qv} = q h K_a \cos \delta_d$ sp. carico variabile vert.

Azione sismica

Coefficienti parziali terreno M1

$$\gamma_M = 1,0 \quad \Phi_d = \arct(\operatorname{tg}(\Phi_k) / \gamma_M) = 23,0^\circ \quad \text{ang. attr. progetto}$$

$$\delta_d = 2/3 \Phi_d = 15,3^\circ \quad \text{ang. attr. terr.-muro}$$

Per il coefficiente di spinta si usa il metodo di Mononobe-Okabe, che estende l'equazione di Muller-Breslau in campo dinamico. Dalla relazione sismica si ricava:

accelerazione sismica $a_g = 0,135 g$; Categoria di suolo E $S_S = 1,60$
 Categoria topografica T2 $S_T = 1,20$

Otteniamo:

$$\beta_m = 1,00 \quad a_{max} = a_g S = 0,259 g$$

$$k_h = \beta_m a_{max} / g = 0,259 \quad \text{coef. sismico orizzontale}$$

$$k_v = 0,50 k_h = 0,130 \quad \text{coef. sismico verticale}$$

$$\theta = \arctg(k_h / (1 - k_v)) = 16,58^\circ \quad \text{sisma alto}$$

$$\theta = \arctg(k_h / (1 + k_v)) = 12,91^\circ \quad \text{sisma basso}$$

Si riportano i coefficienti di spinta attiva sia per sisma verso l'alto che verso il basso, il secondo però è quello più gravoso e nel seguito è a lui che si fa riferimento

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \Phi - \theta)}{[\cos \theta \sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta - \theta) [1 + RQ \frac{\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \beta - \theta)}{(\sin(\alpha - \delta - \theta) \sin(\alpha + \beta))}]]^2}$$

$$K_{as} = 0,735 \quad \text{coef. sp. attiva sisma alto} \quad K_{as} = 0,619 \quad \text{coef. sp. attiva sisma basso}$$

Sisma basso

Descrizione	h	H	V	d_A	M_{Ar}
Inc.Sp. ter. or. A I_{Sto}	2,50	14,82		1,25	18,52
Inc.Sp. ter. ver. A I_{Stv}			4,06	-1,00	-4,06
Sp. sov. or. A S_{qos}	2,50	1,87		1,25	2,34
Sp. sov. ver. A S_{qvs}			0,51	-1,00	-0,51

$I_{Sto} = (1 + k_v) \gamma_t h^2 / 2 (k_{as} - k_a) \cos \delta_d$ incremento sismico sp. terreno orizzontale
 $I_{Stv} = I_{Sto} \sin \delta_d / \cos \delta_d$ incremento sismico sp. terreno verticale
 $S_{qos} = (1 + k_v) \psi q h (k_{as} - k_a) \cos \delta_d$ sp. carico variabile orizz. con incremento sismico
 $S_{qvs} = S_{qos} \sin \delta_d / \cos \delta_d$ sp. carico variabile vert. con incremento sismico

Per il fattore di correlazione ξ relativo al numero di verticali indagate si assumono quattro verticali indagate un sondaggio, due prove penetrometriche dinamiche e una statica e fattore di correlazione $\xi_{a3} = 1,55$ (il valore $(R_{c,m})_{media}$ coincidente con il valore $(R_{c,m})_{min}$) mentre per il coefficiente parziale γ_r il valore 1,15

Combinazione C2 sismica

$$\begin{aligned} \xi_{a3} &= 1,55 & \gamma_r &= 1,15 \\ N_{ck} &= N_{c,cal} / (\xi_{a3}) & &= 206,00 \text{ kN} & & \text{resistenza caratteristica} \\ N_r &= N_u / (\gamma_r) & &= 179,00 \text{ kN} & & \text{resistenza di progetto} \geq N_d = 154,10 \text{ kN} \end{aligned}$$

8.3.2 COLLASSO PER CARICO LIMITE ORIZZONTALE

La combinazione più gravosa è quella sismica

$$H_d = 28,87 \text{ kN} \quad \text{combinazione statica}$$

$$H_d = 57,65 \text{ kN} \quad \text{combinazione sismica}$$

Per effettuare questa verifica si considera la teoria di Broms

Si riporta il valore resistente della reazione esplicita dal terreno

$$\Phi = 22^\circ \quad \text{angolo di attrito} \quad \gamma_t = 19,00 \text{ kN/m}^3 \quad \text{peso spec. terr}$$

$$K_p = \text{tg}^2 (45 + \Phi/2) = 2,20 \quad \text{coef. di spinta passiva}$$

$$M_y = 42,00 \text{ kNm} \quad \text{momento resistente}$$

$$H_{rk} = 120,00 \text{ kN} \quad \text{reazione resistente palo}$$

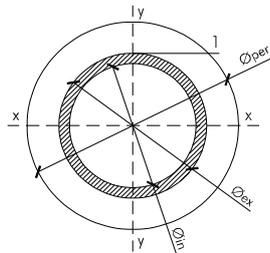
Per la valutazione della resistenza trasversale di progetto, si considera quattro verticali di indagine

$$\begin{aligned} \xi_{a3} &= 1,55 & \gamma_r &= 1,30 \\ H_{rd} &= H_{rsk} / (\xi_{a3} \times \gamma_r) & &= 59,60 \text{ kN} & \geq & H_s = 57,65 \text{ kN} \end{aligned}$$

8.4 VERIFICHE STRUTTURALI

8.4.1 MICROPALI

Geometria sezione



Si riportano le caratteristiche geometriche per le verifiche solo acciaio ($\Phi_{per} = 200 \text{ mm}$)

$$\Phi_{ex} = 13,97 \text{ cm} \quad \text{diam. esterno} \quad \Phi_{in} = 11,97 \text{ cm} \quad \text{diam. interno}$$

$$A = 40,73 \text{ cm}^2 \quad \text{area solo acciaio} \quad J_x = 861,00 \text{ cm}^4 \quad \text{mom.inerzia}$$

Caratteristiche della sollecitazione SLU

$$N_d = 154,10 \text{ kN} \quad \text{sforzo normale}$$

Verifica tensionale

La verifica viene condotta mantenendo la sezione in campo elastico

$$\sigma_s = N/A = 3,78 \text{ kN/cm}^2 \text{ tens. acciaio solo acciaio} \leq 33,81 \text{ kN/cm}^2 \text{ tens. progetto}$$

Verifica collegamento micropali fondazione

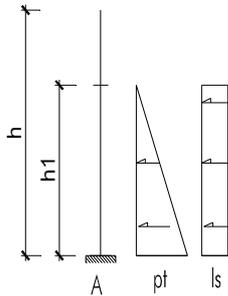
$$f_{bd} = 29,77/2 = 14,90 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{tensione di aderenza calcestruzzo}$$

$$L_a = 35 \text{ cm} \quad \text{lunghezza di ancoraggio palo}$$

$$N_{res} = \pi \Phi_e L_a f_{bd} = 3,14 \times 13,97 \times 35,00 \times 14,90 = 229,00 \text{ kN} \geq 154,10 \text{ kN}$$

8.4.2 MURO ELEVAZIONE

Schema statico



$$h = 3,30 \text{ m}$$

$$h_1 = 2,05 \text{ m}$$

$$p_t = 15,20 \text{ kN/m} \quad \text{pressione terreno}$$

$$I_s = 6,00 \text{ kN/m} \quad \text{incremento spinta sismica}$$

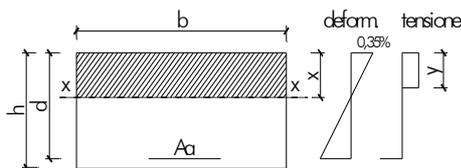
Caratteristiche della sollecitazione SLU

$$V_A = 28,00 \text{ kN} \quad \text{sf. tagliante A}$$

$$M_A = 23,30 \text{ kNm} \quad \text{mom. flettente A}$$

Verifiche di resistenza stato limite ultimo

Momento flettente (geometria)



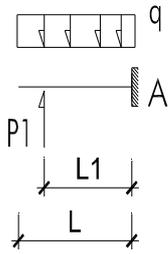
Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	35,00	Altezza utile d	30,00
Area armatura 5Φ14 A _a	7,70		
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,052	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	1,83	Altezza stress block	
$d^* = (d - 0,5y)$ [cm]	29,08	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm]	87,63	Momento resistente	
M_{sd} [kNm]	23,30	Momento sollecitante	

Sforzo tagliante senza armatura

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	30,00
Area armatura 5Φ14 A _a	7,70	Sforzo normale N _d	0,00
Sforzo tagliante resistente senza arm. [kN]			
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	1,82	Effetto ingranamento < 2	1,82
$\phi_1 = A_a / (b d)$	0,003	Effetto spinotto < 0,02	0,003
$\sigma_{cp} = N_d / (b d)$ [daN/cm ²]	0,00	Tensione media di compressione < 0,20f _{cd}	32,92
$v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ [daN/cm ²]	4,62	Tensione tangenziale minima	
$V_{min} = (v_{min} + 0,15\sigma_{cp}) b d$ [kN]	138,55	Sforzo tagliante minimo	
$V_{rd1} = (0,18 k (100 \phi_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15\sigma_{cp}) b d$ [kN]	127,75	Sforzo tagliante	
$V_{rd} = \max(V_{min}, V_{rd1})$ [kN]	138,55	Sforzo tagliante resistente	
V_{sd} [kN]	28,00	Sforzo tagliante sollecitante	

8.4.3 MENSOLA FONDAZIONE

Schema statico



$$L = 1,70 \text{ m}$$

$$P_1 = 133,00/1,60 = 83,13 \text{ kN}$$

$$L_1 = 1,40 \text{ m}$$

reazione palo al m

$$q = 30,00 \text{ kN/m}$$

Caratteristiche della sollecitazione SLU

$$V_A = 83,00 - 1,30 \times 30,00 \times 1,70$$

$$= 16,70 \text{ kN}$$

sf. tagliante A

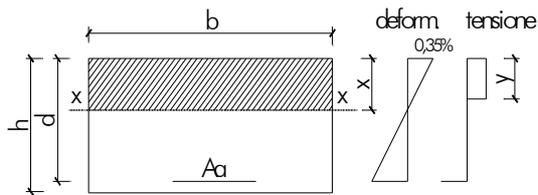
$$M_A = 83,00 \times 1,40 - 1,30 \times 30,00 \times 1,70^2 / 2$$

$$= 60,00 \text{ kNm}$$

mom. flett. A

Verifiche di resistenza stato limite ultimo

Momento flettente (geometria)



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	45,00	Altezza utile d	40,00
Area armatura 5Φ14 A _a	7,70		
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,041	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	1,83	Altezza stress block	
$d^* = (d - 0,5y)$ [cm]	39,08	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm]	117,76	Momento resistente	
M_{sd} [kNm]	60,00	Momento sollecitante	

Sforzo tagliante senza armatura

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	40,00
Area armatura 5Φ12 A _a	7,70	Sforzo normale N _d	0,00
Sforzo tagliante resistente senza arm. [kN]			
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	1,71	Effetto ingranamento < 2	1,71
$\phi_l = A_a / (b d)$	0,002	Effetto spinotto < 0,02	0,002
$\sigma_{cp} = N_d / (b d)$ [daN/cm ²]	0,00	Tensione media di compressione < 0,20f _{cd}	32,92
$v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ [daN/cm ²]	4,21	Tensione tangenziale minima	
$V_{min} = (v_{min} + 0,15\sigma_{cp}) b d$ [kN]	168,30	Sforzo tagliante minimo	
$V_{rd1} = (0,18 k (100 \phi_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15\sigma_{cp}) b d$ [kN]	145,44	Sforzo tagliante	
$V_{rd} = \max(V_{min}, V_{rd1})$ [kN]	168,30	Sforzo tagliante resistente	
V_{sd} [kN]	16,70	Sforzo tagliante sollecitante	