

INDICE

1.	STRUTTURA DI FONDAZIONE NELLO STATO DI FATTO	2
2.	MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO	2
3.	STRUTTURA DI FONDAZIONE NELLO STATO DI PROGETTO	3
4.	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE NELLO STATO FUTURO	7
5.	VERIFICA PER CARICHI ORIZZONTALI.....	9
6.	CALCOLO DEI CORDOLI DI CONNESSIONE DEI PALI	11
7.	CALCOLO DEI CORDOLI PARALLELI ALLE MURATURE	14
8.	CALCOLO DELLE TRAVI DI COLLEGAMENTO TRASVERSALI.....	16

1. STRUTTURA DI FONDAZIONE NELLO STATO DI FATTO

Il fabbricato in oggetto, nello stato attuale, non presenta delle vere e proprie fondazioni. Sono le stesse murature che si estendono poco al di sotto del piano campagna (da 25 a 50 cm), senza opere sistematiche di allargamento o diffusione dei carichi trasmessi dalla sovrastruttura al terreno. Per tale motivo si prevedono delle opere fondali profonde, avendo appurato - come descritto nella relazione geologica - che il primo strato di terreno è costituito da un detrito le cui caratteristiche meccaniche sono decisamente scarse.

2. MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO

Le indagini eseguite sui terreni sono riassunte nella relazione geologica redatta e firmata dal dott. Geologo Pietro Lorenzo. Dal punto di vista sismico il terreno è ascrivibile ad una categoria di sottosuolo “tipo B” mentre dal punto di vista geotecnico sono stati individuati tre strati principali di terreno riassunti nel seguente schema sinottico:

Principali parametri geotecnici rappresentativi		Taglio diretto CD		Triassiale UU
	γ_v	c	ϕ	c_u
Litologia	KN/m ³	KPa	°	KPa
Detrito superficiale e riporto	19.3	0	20	10
Conglomerati e sabbie	20.2	3.7	34.4	15
Argille siltose	19.7	36.41	26.4	150

Fig. 1 - Parametri geotecnici

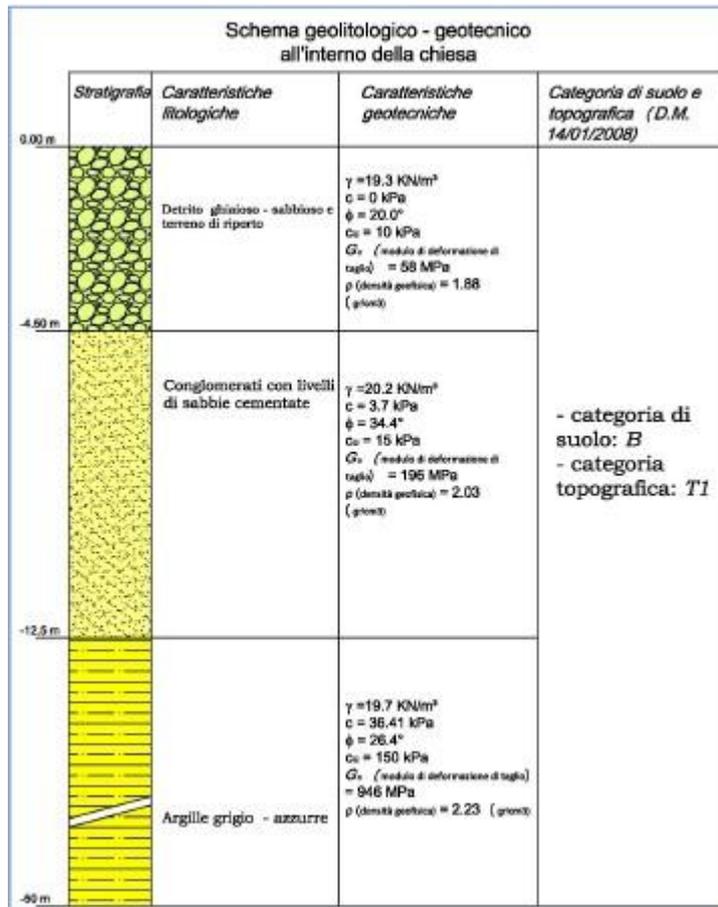


Fig. 2 - Stratigrafia terreni di fondazione

Maggiori dettagli sono rinvenibili nella relazione geologica sopra richiamata.

3. STRUTTURA DI FONDAZIONE NELLO STATO DI PROGETTO

La progettazione dell'intervento per la messa in sicurezza delle fondazioni deve necessariamente tenere in conto le scarse caratteristiche del terreno superficiale.

Questo suggerisce la realizzazione di fondazioni profonde al fine di trasferire gli sforzi a strati di terreno più resistenti: questo si traduce nella realizzazione di pali di diametro e lunghezza opportuna.

È stata prevista, pertanto, la realizzazione di una cortina di micropali sia internamente che esternamente alle murature, collegata da cordoli in c.a. di raccordo degli stessi. I cordoli interni ed esterni saranno poi collegati anche trasversalmente tra loro.

È stata prevista la realizzazione di micropali di lunghezza totale pari a 15 m e diametro di 200 mm con tubo camicia in acciaio SJR 355 di diametro 159 mm e spessore 7.1 mm.

Tenendo conto della stratigrafia del terreno evidenziata in precedenza la portanza di un singolo micropalo sarà calcolata secondo le attuali norme tecniche pari a quanto segue:

strato		1	2	3	
		detrito	sabbie cementate	argille grigio-azzurre	
D (diametro palo)	m	0.2	0.2	0.2	
spessore attraversato dal palo	m	4	8	3	
zi (prof. Iniziale)	m	0.5	4.5	12.5	
zfin (prof. Finale)	m	4.5	12.5	15.5	
γ	kN/mc	19.3	20.2	19.7	
ϕ		20	34.4	26.4	
c'	kPa	0	3.7	36.41	
cu	kPa	10	15	150	
k0 (coeff spinta riposo)		0.66	0.44	0.56	
σ_{h_med} (tensione orizzontale media)	kN/mq	31.76	68.77	106.20	
α (coeff maggiorazione diametro)		1.2	1.2	1.2	
Ψ (maggiorazione portanza punta)+		1.15	1.15	1.15	
τ_f (tensione tang. Limite)	kN/mq	11.55	50.76	89.10	tot
Rck_d (portanza drenata)	kN	29.03	255.15	167.94	393.15 kN
Rck_u (portanza non drenata)	kN	25.13	75.40	282.74	333.28 kN
Rcal=min (Rck_d, Rck_u)	333.28 kN				
ξ coefficiente di gruppo	0.83				
$R_d=R_{cal}*\xi/(1.7)$	162.72 kN				portanza di progetto del singolo micropalo

Nel calcolo di R_d si è tenuto conto anche del coefficiente di gruppo ξ per considerare che i pali verranno realizzati ad una distanza reciproca di circa 70 cm e quindi potranno influenzarsi a vicenda in termini di portanza totale a carico verticale.

Sono stati applicati i coefficienti di sicurezza di cui alla Tab. 6.4.IV delle NTC 2018 nonché quelli relativi alla Tab. 6.4.II.

La portanza di progetto da tenere in conto è pari quindi a $R_d=162.72 \text{ kN} = 16.3 \text{ t}$.

È stata calcolata dapprima la capacità portante delle fondazioni nello stato attuale tramite la teoria di Meyerhof. La stessa risulta pari a $Rd_{sf}=0.32$ kg/cmq. Tale valore rappresenta il carico limite ed è calcolato nella condizioni peggiori ossia di fondazione di forma allungata con base 0.5 m e lunghezza di circa 5 m. (es. parete n. 25 figura seguente) assumendo le caratteristiche meccaniche dello strato di terreno superficiale.

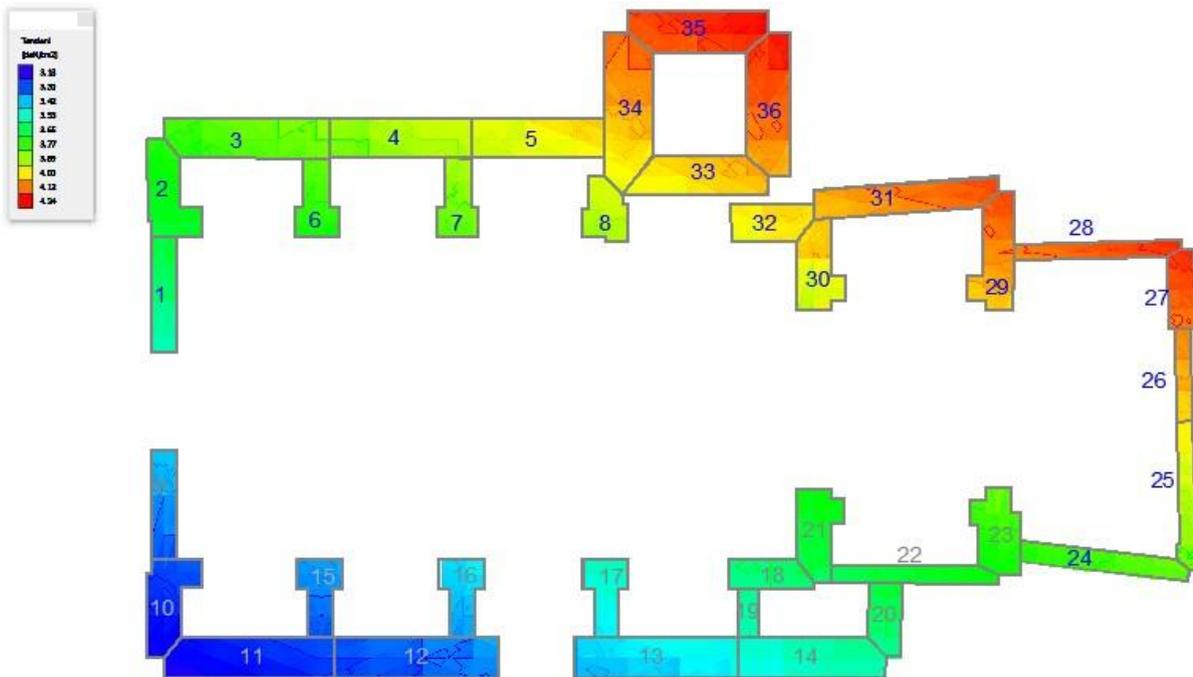
Calcolo del Carico Limite con il metodo di Meyerhof			
Parametri geotecnici del terreno			
(ridotti con i coefficienti parziali M2)			
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(g)	t/mc	1.93
Angolo di attrito interno	(f)	°	20.00
Coesione	(c')	t/m ²	0.00
Kp			2.040
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(g _r)	t/mc	1.93
Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza fondazione	B	m	0.50
Lunghezza fondazione	L	m	5.00
Eccentricità larghezza	e _x	m	0.000
Eccentricità lunghezza	e _y	m	0.000
Approfondimento	D	m	0.50
Inclinazione carico	i	°	0.00
Larghezza ridotta	B'	m	0.50
Lunghezza ridotta	L'	m	5.00
Coefficienti di fondazione			
N _q			6.3994
N _g			2.8709
N _c			14.8347
Fattori di forma			
S _c			1.0408
S _q = S _g			1.0204
Fattori di profondità			
d _c			1.2856
d _q = d _g			1.1428
Fattori di inclinazione del carico			
i _q = i _c			1.0000
i _g			1.0000
Resistenza caratteristica			
			7.2013
			1.6153
			0.0000
Rk		kg/cm²	0.88
Rd_{sf}		kg/cm²	0.32

Il precedente calcolo è stato caratterizzato anche per il campanile al cui interno verrà realizzato un cordolo particolarmente rigido in c.a. In questo modo ci si discosta dal precedente calcolo ottenendo un carico ammissibile di $Rd_{sf}=1.21 \text{ kg/cm}^2$.

Calcolo del Carico Limite con il metodo di Meyerhof			
Parametri geotecnici del terreno			
(ridotti con i coefficienti parziali M2)			
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(g)	t/mc	1.93
Angolo di attrito interno	(f)	°	20.00
Coesione	(c')	t/m ²	0.00
Kp			2.040
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(g _r)	t/mc	1.93
Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza fondazione	B	m	7.50
Lunghezza fondazione	L	m	7.24
Eccentricità larghezza	e _x	m	0.000
Eccentricità lunghezza	e _y	m	0.000
Approfondimento	D	m	0.50
Inclinazione carico	i	°	0.00
Larghezza ridotta	B'	m	7.50
Lunghezza ridotta	L'	m	7.24
Coefficienti di fondazione			
N _q			6.3994
N _g			2.8709
N _c			14.834
			7
Fattori di forma			
S _c			1.4226
S _q = S _g			1.2113
Fattori di profondità			
d _c			1.0190
d _q = d _g			1.0095
Fattori di inclinazione del carico			
i _q = i _c			1.0000
i _g			1.0000
Resistenza caratteristica			
			7.5514
			25.407
			9
			0.0000
Rk		kg/cm²	3.30
Rd_{sf}		kg/cm²	1.21
			TOTALE
			Carico ammissibile

4. SOLLECITAZIONI E VERIFICHE NELLO STATO FUTURO

Nell'immagine successiva è riportata la distribuzione delle tensioni alla base delle murature con l'ausilio anche del programma di calcolo 3Muri della STADATA ver. 11.4.0.5 aggiornato alle NTC2018 con licenza n. 53227, relative alla costruzione in esame considerando l'involuppo delle condizioni statiche e sismiche.



Suddividendo in blocchi le fondazioni, in ognuno dei quali si assume pressoché uniforme la tensione e pari a quella media (come in figura) si può verificare se l'interasse dei pali che si è stabilito in 70 cm sia sufficiente a sopportare il carico verticale trasmesso dalla muratura.

In particolare si deve avere

$$\sigma_{\text{soll}} * t * 0.7 \leq 2 * R_d \quad (1)$$

Dove t è spessore della muratura, 0.7 è l'interasse dei due pali posti ai lati della muratura e σ_{soll} è la tensione da scaricare a cura dei pali ottenuto come differenza tra la σ_{media} e il carico ammissibile della fondazione nello stato di fatto R_{d_sf} .

R_d è la portanza del singolo palo.

Come si vede dalla seguente tabella la disequazione (1) è sempre soddisfatta e questo indica che un interasse dei pali a 0.7 m è sufficiente.

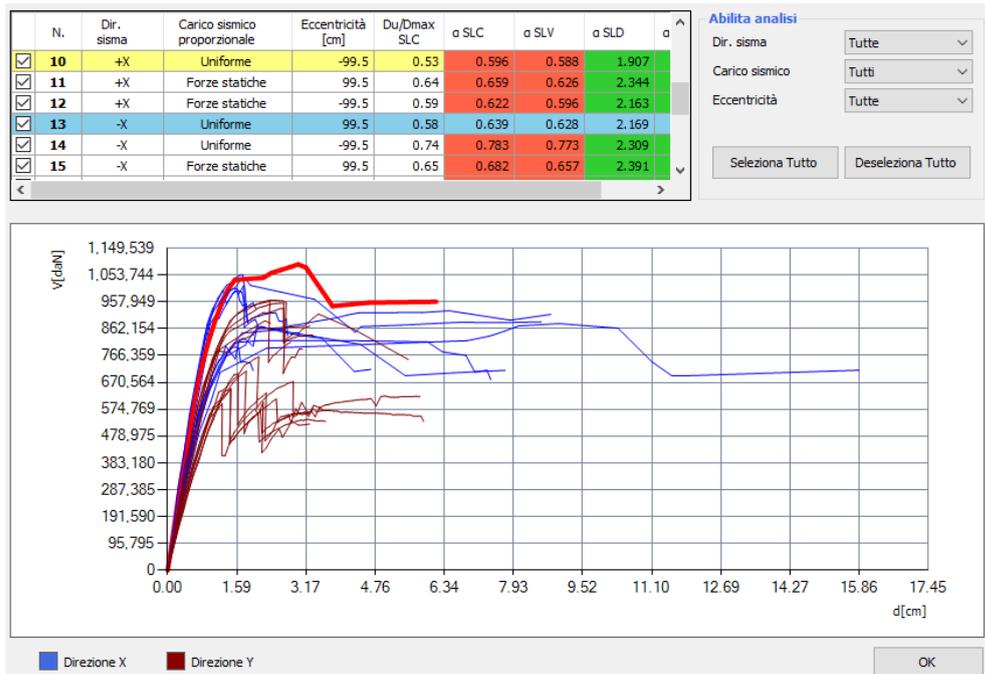
Tabella di verifica

Blocco	Area	σ media	Rd_sf	σ soll	t	σ soll*t*0.7	2*Rd	Verifica
n.	m ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	m	t	t	
1	2.85	3.6	0.32	3.3	0.78	17.88	32.60	ok
2	3.67	3.73	0.32	3.4	1.30	31.06	32.60	ok
3	6.3	3.82	0.32	3.5	1.28	31.24	32.60	ok
4	5.56	3.9	0.32	3.6	1.25	31.24	32.60	ok
5	5.16	3.96	0.32	3.6	1.24	31.53	32.60	ok
6	2.57	3.8	0.32	3.5	1.03	25.14	32.60	ok
7	2.45	3.88	0.32	3.6	0.98	24.52	32.60	ok
8	2.36	3.93	0.32	3.6	1.22	30.74	32.60	ok
9	3.65	3.38	0.32	3.1	1.05	22.60	32.60	ok
10	3.7	3.24	0.32	2.9	1.19	24.32	32.60	ok
11	6.7	3.25	0.32	2.9	1.25	25.69	32.60	ok
12	6.7	3.32	0.32	3.0	1.29	27.11	32.60	ok
13	6.65	3.47	0.32	3.2	1.29	28.42	32.60	ok
14	5.82	3.55	0.32	3.2	1.26	28.42	32.60	ok
15	2.52	3.35	0.32	3.0	1.02	21.55	32.60	ok
16	2.52	3.41	0.32	3.1	1.02	21.98	32.60	ok
17	2.52	3.49	0.32	3.2	1.02	22.55	32.60	ok
18	2.27	3.62	0.32	3.3	1.07	24.70	32.60	ok
19	1.02	3.55	0.32	3.2	0.66	14.98	32.60	ok
20	2.28	3.62	0.32	3.3	0.98	22.60	32.60	ok
21	3.38	3.67	0.32	3.4	1.13	26.51	32.60	ok
22	2.85	3.68	0.32	3.4	0.62	14.54	32.60	ok
23	3.54	3.78	0.32	3.5	1.27	30.84	32.60	ok
24	3.54	3.81	0.32	3.5	0.71	17.40	32.60	ok
25	2.48	3.89	0.32	3.6	0.52	13.05	32.60	ok
26	1.48	4.05	0.32	3.7	0.50	12.97	32.60	ok
27	2.17	4.12	0.32	3.8	0.85	22.73	32.60	ok
28	2.67	4.14	0.32	3.8	0.53	14.25	32.60	ok
29	3.92	4.11	0.32	3.8	1.05	27.73	32.60	ok
30	3.33	3.98	0.32	3.7	1.33	33.99	32.60	no
31	5.37	4.12	0.32	3.8	0.92	24.50	32.60	ok
32	2.9	4.01	0.32	3.7	0.95	24.54	32.60	ok
33	4.78	4.02	1.21	2.8	1.16	22.77	32.60	ok
34	6.85	4.06	1.21	2.9	1.50	29.93	32.60	ok
35	5.53	4.17	1.21	3.0	1.25	25.92	32.60	ok
36	5.78	4.09	1.21	2.9	1.27	25.57	32.60	ok

5. VERIFICA PER CARICHI ORIZZONTALI

Con l'ausilio del programma 3Muri sono state determinate le curve di capacità della struttura secondo tutte le 24 analisi sismiche esposte nella relazione di sintesi, di calcolo e nei tabulati. Le curve di capacità riportano il taglio totale alla base in funzione dello spostamento del punto di controllo selezionato.

Come si vede l'analisi n.13 fornisce il più alto valore del taglio pari a 1093 kN. Tale valore è il massimo carico orizzontale che le fondazioni devono sopportare.



La pressione media all'interfaccia fondazioni-terreno $p=3.61$ kg/cmq.

Ipotizzando che un eventuale scorrimento avviene all'interno degli strati di terreno vicino alla superficie inferiore delle fondazioni dove vi è un terreno con angolo di attrito di 20° si può facilmente calcolare la resistenza a scorrimento orizzontale.

La verifica si può effettuare seguendo l'Approccio 2:

(A1+M1+R3).

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	γ_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.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Il coefficiente di attrito è pari alla tangente dell'angolo di attrito ed esso non va ridotto in quanto:

$$\gamma_\phi = 1,0.$$

$$\mu = \tan(\phi) = \tan(20^\circ) = 0,36$$

$$\text{Quindi si ha } F_{s_res} = 0,36 * 3,61 * S / \gamma_R = 0,36 * 3,61 * 137,84 * 10000 / 1,1 = 16285 \text{ kN}$$

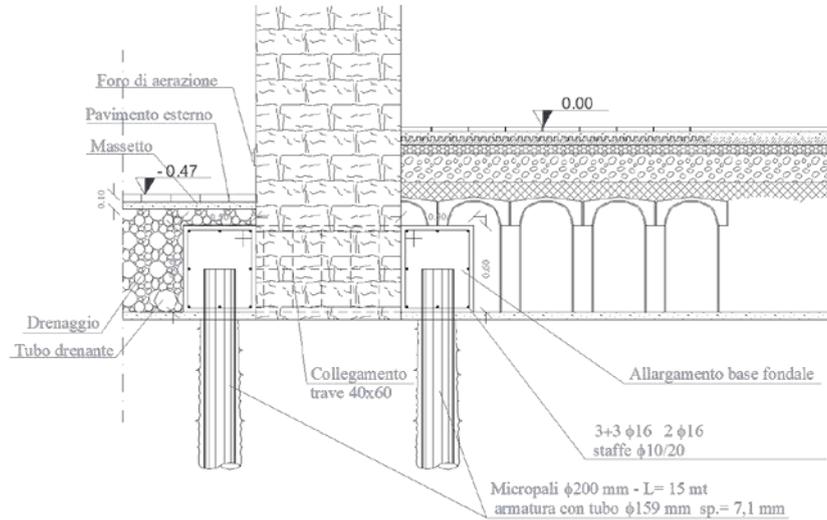
Dove s è la superficie totale delle fondazioni dirette su trave in c.a. $S = 137,84 \text{ mq}$.

Il tagliante totale massimo è pari a $F_{s_soll} = 1093 \text{ kN}$ che è minore di $F_{s_res} = 16285 \text{ kN}$.

La verifica a scorrimento è soddisfatta facendo ricorso al solo attrito delle fondazioni esistenti. Pertanto i pali non vengono chiamati a resistere a questo tipo di azioni.

6. CALCOLO DEI CORDOLI DI CONNESSIONE DEI PALI

Si assume la presenza di un collegamento trasversale realizzato con travi 40x60 armate con 4+4 fi 16, ogni due coppie di pali cioè ogni $i=1.4\text{m}$ di sviluppo lineare di muro.



La massima tensione sollecitamente è $\sigma_{\text{soll}} = 3.8 \text{ kg/cm}^2 = 38 \text{ t/m}^2$ ed il massimo scarico che un muro può trasferire ai pali.

Tale carico arriva ai pali attraverso i collegamenti suddetti. Il carico totale a metro lineare sulla lunghezza del collegamento si ottiene come

$$q = \sigma_{\text{soll}} \cdot i = 38 \cdot 1.4 = 53.2 \text{ tm}$$

il momento flettente agente su uno schema di trave doppiamente appoggia di luce $L=1.44 \text{ m}$ pari al massimo spessore delle murature presenti nella struttura è

$$M_{\text{ed}} = q \cdot L^2 / 8 = 53.2 \cdot 1.44^2 / 8 = 13.78 \text{ tm}$$

Considerando che la trave di collegamento ha sezione 40x60 ed è armata con 4+4 fi 16 il suo momento resistente risulta $M_{rd}=172.3 \text{ kNm} = 17.2 \text{ tm} > M_{ed}=13.78 \text{ tm}$

La verifica è soddisfatta

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8.04	3
2	8.04	57

Tipologia sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

File

Diagramma della sezione con l'asse N (Normale) e l'asse xN (Flessione).

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione:
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C25/30

E_{su} ‰ E_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² E_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
E_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Il taglio agente vale:

$$V_{ed}=q \cdot L/2= 53.2 \cdot 1.44/2=38.3 \text{ t}$$

La verifica a taglio è riportata di seguito

VERIFICA A TAGLIO E TORSIONE ELEMENTI IN C.A.			
Sezione		Staffe a taglio	
b	40 cm	ϕ_1	8 mm A_{st} 1.01 cm ² /passo
h	60 cm	Passo	10 cm A_{st} 10.05 cm ² /m
c	3.0 cm	Bracci	2.0 $A_{st,min}$ 4.86 cm ² /m
d	57.0 cm	Ferri piegati a taglio	
Materiali		n°	0
R_{ck}	30 Mpa	Passo	25 cm A_{fp} 0.00 cm ² /passo
f_{yk}	450 MPa	ϕ_2	16 mm A_{fp} 0.00 cm ² /m
Azione assiale SLU		$\alpha =$	45
V_{sdu}	383.00 kN	Armatura longitudinale a flessione	
δ	1.00	$A_{sl,sup}$ (cm ²)	0.00 cm ²
T_{sdu}	0.00 kNm	$A_{sl,inf}$ (cm ²)	0.00 cm ²
NTC 2008 - TAGLIO			
$\gamma_c =$	1.50	$\gamma_s =$	1.15
$f_{ck} =$	24.90 Mpa	$f_{ywd} =$	391.30 Mpa
$f_{cd} =$	14.11 Mpa	$\sigma_{cp} =$	0.00
$f'_{cd} =$	7.06 Mpa	$\alpha_c =$	1.000
$N_{sd} =$	0 kN		
A_{st}	10.05 cm ² /m		
$A_{st,min}$	6.00 cm ² /m		
Resistenza CON ARMATURA A TAGLIO			
	ctg $\theta = 1$ (45°)		ctg $\theta = 2,5$ (21,8°)
	V_{Rsd} 201.80 N		V_{Rsd} 504.51 N
	V_{Rcd} 723.84 N		V_{Rcd} 499.20 N
ctg θ (di calcolo)	2.48	θ (°)	21.9
ctg θ (assunto)	2.48		
V_{Rsd}	501.42 kN		
V_{Rcd}	501.42 kN		
V_{Rdu}	501.42 kN		

$$V_{rdu} = 501.42 \text{ kN} > V_{ed} = 383 \text{ kN}$$

La verifica a taglio è soddisfatta con staffe fi 8 passo 10 cm.

7. CALCOLO DEI CORDOLI PARALLELI ALLE MURATURE

Il taglio dei cordoli di collegamento rappresenta un'azione concentrata a cui i cordoli paralleli devono resistere su una luce massima di 0.7 m.

Il momento agente massimo è pertanto

$$M_{ed1} = V_{ed} \cdot 0.7/4 = 6.7 \text{ tm}$$

Essi hanno sezione 50x60 e armatura con 3+3 fi 16

Si ha $M_{rd} = 130.5 \text{ kNm} = 13 \text{ tm} > 6.7 \text{ tm}$

la verifica è soddisfatta

The screenshot shows a software interface for structural design. It includes several input fields and tables:

- Titolo:** [Empty field]
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	60
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6.03	3
2	6.03	57
- Materiali:**
 - B450C:** ϵ_{su} 67.5%, f_{yd} 391.3 N/mm², E_s 200,000 N/mm², E_s/E_c 15, ϵ_{syd} 1.957%, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
 - C25/30:** ϵ_{c2} 2‰, ϵ_{cu} 3.5‰, f_{cd} 14.17, f_{cc}/f_{cd} 0.8, $\sigma_{c,adm}$ 9.75, τ_{co} 0.6, τ_{c1} 1.829
- P.to applicazione N:** Centro (selected), Baricentro cls, Coord.[cm]
- Tipo rottura:** Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+ (selected), S.L.U.-, Metodo n
- Tipo flessione:** Retta (selected), Deviata
- Calcoli:** M_{xRd} 130.5 kNm, σ_c -14.17 N/mm², σ_s 391.3 N/mm², ϵ_c 3.5‰, ϵ_s 56.19‰, d 57 cm, x 3.342, x/d 0.05864, δ 0.7
- Buttons:** Calcola MRd, Dominio M-N, L_o 0 cm, Col. modello, Precompresso (unchecked)

Il taglio massimo sui cordoli è pari alla metà delle forze applicate se si considera uno schema di trave doppiamente appoggiata (cordolo appoggiato sui pali).

$$V_{ed1} = V_{ed}/2 = 38.3/2 = 19.15 \text{ t}$$

VERIFICA A TAGLIO E TORSIONE ELEMENTI IN C.A.			
Sezione		Staffe a taglio	
b	50 cm	ϕ_t	8 mm A_{st} 1.01 cm ² /passo
h	60 cm	Passo	20 cm A_{st} 5.03 cm ² /m
c	3.0 cm	Bracci	2.0 $A_{st,min}$ 5.86 cm ² /m
d	57.0 cm	Ferri piegati a taglio	
Materiali		n°	0
R_{ck}	30 Mpa	Passo	25 cm A_{fp} 0.00 cm ² /passo
f_{yk}	450 MPa	ϕ_z	16 mm A_{fp} 0.00 cm ² /m
Azione assiale SLU		$\alpha =$	45
V_{sdu}	191.50 kN	Armatura longitudinale a flessione	
δ	1.00	$A_{sl,sup}$ (cm ²)	0.00 cm ²
T_{sdu}	0.00 kNm	$A_{sl,inf}$ (cm ²)	0.00 cm ²
NTC 2008 - TAGLIO			
$\gamma_c =$	1.50	$\gamma_s =$	1.15
$f_{ck} =$	24.90 Mpa	$f_{ywd} =$	391.30 Mpa
$f_{cd} =$	14.11 Mpa	$\sigma_{cp} =$	0.00
$f'_{cd} =$	7.06 Mpa	$\alpha_c =$	1.000
$N_{sd} =$	0 kN		
A_{st}	5.03 cm ² /m		
$A_{st,min}$	7.50 cm ² /m		
Resistenza CON ARMATURA A TAGLIO			
	$ctg\theta = 1$ (45°)		$ctg\theta = 2,5$ (21,8°)
	V_{Rsd} 100.90 N		V_{Rsd} 252.26 N
	V_{Rcd} 904.80 N		V_{Rcd} 624.00 N
$ctg\theta$ (di calcolo)	4.12	θ (°)	13.7
$ctg\theta$ (assunto)	2.50		
V_{Rsd}	252.26 kN		
V_{Rcd}	624.00 kN		
V_{Rdu}	252.26 kN		

$$V_{rdu} = 252.26 \text{ kN} > 191.5 \text{ kN}$$

La verifica a taglio è soddisfatta con staffe fi 8/20cm

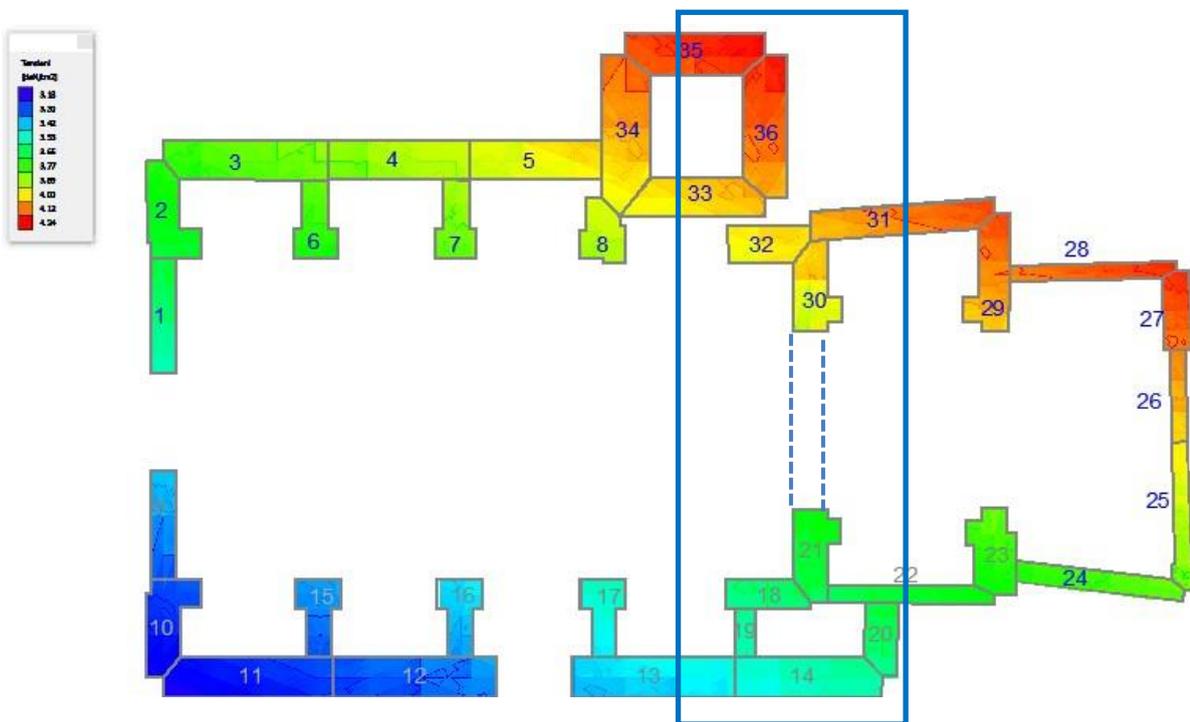
8. CALCOLO DELLE TRAVI DI COLLEGAMENTO TRASVERSALI

Le travi di collegamento trasversali non hanno funzioni di portanza ai carichi verticali. Esse devono, infatti, solamente impedire spostamenti differenziali orizzontali in caso di sisma evitando così l'instaurarsi di meccanismi aggiuntivi di ribaltamento delle murature.

Si possono prudenzialmente assumere le seguenti azioni assiali per il profilo stratigrafico di tipo B:

$$\pm 0,3 Nsd \text{ amax} / g$$

dove Nsd è il valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati, e amax è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.



La trave maggiormente sollecitata è quella collega i blocchi 30 e 21, in quanto presenta la maggiore area di murature collegate e quindi un maggiore valore di Nsd.

Nsd viene valutato come lo scarico dei seguenti settori presi per intero: 36,32,30,21,14,19,18,20 e dei seguenti presi al 50% : 33,13,31,22.

In tal modo si ricava:

Blocco	Area	σ media	Nsd
n.	mq	kg/cmq	t
13	6.65	3.47	115.4
14	5.82	3.55	206.6
18	2.27	3.62	82.1
19	1.02	3.55	36.2
20	2.28	3.62	82.5
21	3.38	3.67	124.0
22	2.85	3.68	52.4
30	3.33	3.98	132.5
31	5.37	4.12	110.6
32	2.9	4.01	116.3
33	4.78	4.02	96.1
36	5.78	4.09	236.1

Nsd tot 1390.9

Per il sito in esame su terreno B si ha $a_{max}=2.3 \text{ m/s}^2$ pertanto si ha
 $0,3 \text{ Nsd } a_{max} / g = 0.3 * 1390.9 * 2.3 / 9.81 = 97.8 \text{ kN}$

Le travi di collegamento trasversali devono quindi fornire uno sforzo normale resistente pari a: $N_{sd} = 97.8 \text{ kN}$

Si tratta di travi 40x60 armate con un totale di 8 fi 16 per una area totale di acciaio pari a $A_s=1608 \text{ mm}^2$. Lo sforzo normale resistente vale:

$$N_{rd} = f_{yk} / 1.15 * A_s = 450 / 1.15 * 1608 = 692 \text{ kN} > N_{sd} = 97.8 \text{ kN}$$

f_{yk} : tensione di snervamento caratteristica acciaio B450C

1.15 coeff. parziale di sicurezza dell'acciaio.

La verifica è soddisfatta

Il progettista
 Ing. Maurizio TOLVE