

STUDIO MARIO ingegneria e architettura

31015 CONEGLIANO (TV) - viale Veneto, 7



tel +39 0438 34375
fax +39 0438 420947

posta@studiomario.it
postacert@pec.ingmassimomario.it www.studiomario.it

P. IVA: 0038975 026 6
C.F.: MRA MSM 46D21 C920S

Comune di CONEGLIANO

Provincia di TREVISO

Lavoro: **REALIZZAZIONE DEL MUSEO DEL CAFFE' -BLOCCO 3**

Ditta: **DERSUT CAFFE' S.p.a. – CONEGLIANO**

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

Conegliano, 9 novembre 2018

IL CALCOLATORE
(dott. ing. Maddalena MARIO)

<u>1</u>	<u>PREMESSA E OGGETTO DELLA RELAZIONE DI CALCOLO</u>	<u>4</u>
<u>2</u>	<u>RIFERIMENTI NORMATIVI</u>	<u>4</u>
2.1	STRUTTURA	4
2.2	CARICHI E SOVRACCARICHI	4
2.3	SISMICA	5
2.4	MATERIALI	5
2.5	TERRENI – FONDAZIONI	5
<u>3</u>	<u>FONDAZIONI</u>	<u>5</u>
3.1	RELAZIONE GEOTECNICA	5
3.2	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	6
3.3	CAPACITA' PORTANTE DEI PALI	7
3.4	CAPACITA' PORTANTE DEI PALI PRINCIPALI	7
3.5	CAPACITA' PORTANTE DEI PALI SECONDARI DA 6-8-9-10 METRI IN ARGILLA	8
<u>4</u>	<u>DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI</u>	<u>8</u>
4.1	BLOCCHI 1-2-4-CARICHI LINEARI	8
4.2	BLOCCO 1	9
4.2.1	FONDAZIONI 140x60	10
4.2.2	FONDAZIONI 50x60	10
4.3	BLOCCO 2	11
4.3.1	FONDAZIONI 140x60	13
4.4	BLOCCO 3	13
4.4.1	FONDAZIONI 30x60	13
4.4.2	FONDAZIONI 80x60	13
4.4.3	FONDAZIONI SOTTO LE PARETI SEMPLICI	14

4.5	BLOCCO 3-PARETE COMPOSTA.....	17
5	<u>VERIFICA DEI PALI PER AZIONI ORIZZONTALI.....</u>	<u>19</u>

1 PREMESSA E OGGETTO DELLA RELAZIONE DI CALCOLO

Nella presente relazione espongono le principali verifiche delle fondazioni dei 4 blocchi come di seguito identificati.

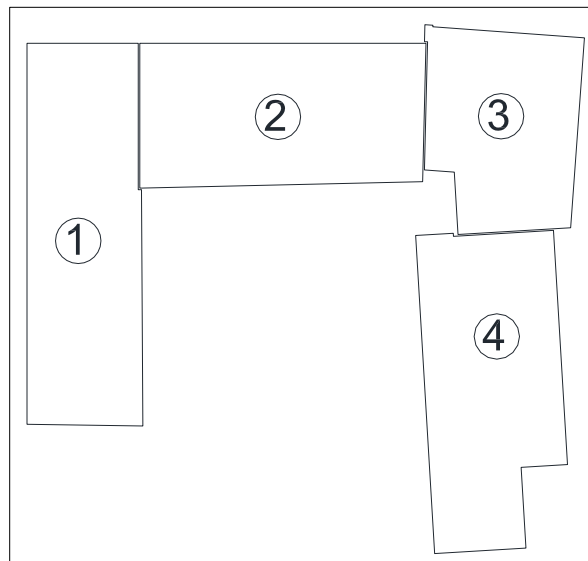


Figura 1: identificazione dei blocchi

Le verifiche strutturali sono condotte secondo il **DM 17 gennaio 2018**.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

2.1 STRUTTURA

- Legge 05/11/1971 n. 1086: “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M. 09/01/1996: “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Circolare Min. LL.PP. 14/02/1974 n. 11951: “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica. Istruzioni per l’applicazione”.
- Circolare Min. LL.PP. 31/07/1979 n. 19581 – Legge 5.11.1971 n. 1086, art. 7 Collaudo Statico.
- Circolare Min. LL.PP. 23/10/1979 n. 19777 – Competenza amministrativa : Legge 5.11.1971 n. 1086, Legge 2.2.1974 n. 64.
- Circolare Min. LL.PP. 09/01/1980 n. 20049: “Legge 5.11.1971 n. 1086:” Istruzioni relative ai controlli sul conglomerato cementizio adoperato per le strutture in cemento armato”.
- Circolare Min. LL.PP. 15/10/1996 n. 252 AA.GG./S.T.C.: “Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche “ di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996”.
- CNR-UNI 10011/97: “Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”.
- D.M. Min. LL.PP. 20/11/1987: “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”.
- Eurocodice 2: UNI EN 1992-1-1 novembre 2005
- Eurocodice 3: UNI EN 1993-1-1 agosto 2005
- D.M. 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni” e circolare applicativa
- D.M. 17/01/2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”

2.2 CARICHI E SOVRACCARICHI

- D.M. Min. LL.PP. 16/01/1996 – Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;

- Circolare Min. LL.PP 04/07/1996 n. 156AA.GG./S.T.C. – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16 Gennaio 1996;
- D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni" e circolare applicativa
- D.M. 17/01/2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni"

2.3 SISMICA

- Legge 02/02/1974 n. 64: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- D.M. Min. LL.PP 16/01/1996: "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- Circolare Min. LL.PP 10/04/1997 n. 65: "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al decreto ministeriale 16/01/1996".
- Ordinanza P.C.M. 20/03/2003 n. 3274 e s.m.i. : "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- Linee Guida per l'applicazione al patrimonio culturale della normativa tecnica di cui all'Ord. 3174/2003
- Delib. G.R. del 03/12/2003 n.67 (Regione Veneto): "Nuova classificazione sismica del territorio regionale"
- Deliberazione della Giunta Regionale Veneto del 02 Agosto 2005 n.2122
- Eurocodice 8: UNI EN 1998-1 marzo 2005
- D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni" e circolare applicativa
- D.M. 17/01/2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni"

2.4 MATERIALI

- D.P.R. 21/04/1993 n.246: "Regolamento di attuazione della direttiva 89/106/CEE relativa ai prodotti da costruzione".
- D.M. LL.PP. 20/11/1987: "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento"
- UNI EN 206-1 ottobre 2001: "Calcestruzzo. Specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- UNI 11104 marzo 2004: "Calcestruzzo. Specificazione, prestazione, produzione e conformità. Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1".
- UNI 10025 gennaio 1995: "Prodotti laminati a caldo di acciai non legati per impieghi strutturali. Condizioni tecniche e fornitura"
- D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni" e circolare applicativa
- D.M. 17/01/2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni"

2.5 TERRENI – FONDAZIONI

- D.M. Min. LL.PP. 11 Marzo 1988 – Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- Circolare Min. LL.PP 24 Settembre 1988 n. 30483 – Legge 2.2.1974 n. 64 art. 1 D.M. 11.03.1988 Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- Eurocodice 7: UNI EN 1997-1 febbraio 2005
- D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni" e circolare applicativa
- D.M. 17/01/2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni"

3 FONDAZIONI

3.1 RELAZIONE GEOTECNICA

Come si può osservare dai dati ricavati dalle prove sopra riportate, il grado di addensamento dei litotipi argilloso-limosi risulta scadente. In considerazione delle inadeguate proprietà geomeccaniche dei terreni argillosi riscontrati per circa 10 m, non sussistono le condizioni per ipotizzare fondazioni superficiali essendo queste suscettibili di cedimenti assoluti e differenziali particolarmente marcati anche per modeste pressioni. L' esistenza di un banco ghiaioso dotato di un buon grado di addensamento da circa - 10 m fino alla profondità di circa - 18m dal p.c, su tutta l'area del fabbricato, consiglia la scelta di fondazioni profonde su pali spinti per almeno 1.0 – 1.5 m all'interno del livello ghiaioso.

Figura 2: estratto relazione geotecnica

Per le caratteristiche del terreno di fondazione si rimanda alla relazione geologico - geotecnica allegata a firma del Dott. Geol. Celeste Granziera opportunamente redatta per il lotto in questione. Esse hanno suggerito l'adozione di fondazioni indirette del tipo a pali trivellati per poter trasferire i carichi indotti dalle fondazioni degli edifici in progetto sul sottostante strato ghiaioso – sabbioso che si trova all'incirca ad una profondità di circa 10-18 metri. I pali dovranno avere lunghezza tale da penetrare nello strato portante per almeno 1 metro.

Per quanto riguarda la categoria del suolo si considera un suolo di tipo “C”.

Le fondazioni sono state studiate in un modello derivato dal modello completo con la stessa struttura in cui le azioni sismiche sono state amplificate di un coeff. 1,10 (per strutture a bassa duttilità) come indicato dal § 7.2.5 delle NTC2018.

3.2 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Le principali caratteristiche geotecniche sono di seguito riportate:

PROVA N. 1

Da	litologia	γ kg/mc	γ' kg/mc	ϕ	Cu kg/cm ²	Ed kg/cm ²
0.0 – 1.6	Argille - Argille Limose	1959,8	2039,8	0,0	0,93	44,87
1.6 – 2.8	Sabbie limose	1900,0	2200,0	37,77	0,0	71,5
2.8 – 3.2	Argille	2000,35	2080,35	0,0	1,2	48,0
3.2 – 4.8	Ghiaia con sabbia	1900,0	2200,0	41,98	0,0	225,0
4.8 – 10.2	Argille - Argille limose	2010,99	2090,99	0,0	1,3	52,07
10.2–11.0	Ghiaie e sabbie dense	1900,0	2200,0	42,0	0,0	705,0

PROVA N. 2

Da	litologia	γ kg/mc	γ' kg/mc	ϕ	Cu kg/cm ²	Ed kg/cm ²
0.0 – 1.6	Argille - Argille limose	1972,91	2052,91	0,0	1,01	41,67
1.6 – 3.0	sabbia limosa	1900,0	2200,0	39,46	0,0	102,86
3.0 – 3.4	Argille	2049,32	2129,32	0,0	1,6	64,0
3.4 – 4.4	Ghiaie con sabbia	1900,0	2200,0	40,8	0,0	177,0
4.4 – 10.2	Argille - Argille limose	1968,01	2048,01	0,0	1,02	41,12
10.2–11.0	Ghiaie e sabbie dense	1900,0	2200,0	42,0	0,0	690,0

PROVA N. 3

Da	litologia	γ kg/mc	γ' kg/mc	ϕ	Cu kg/cm ²	Ed kg/cm ²
0.0 – 8.8	Argille - Argille limose	1906,91	1986,91	0,0	0,7	48,36
8.8 – 9.8	sabbie	2095,04	2175,04	0,0	2,12	84,8
9.8 – 10.0	Ghiaie e sabbie dense	1900,0	2200,0	42,0	0,0	390,0

PROVA N. 4

Da	litologia	γ kg/mc	γ' kg/mc	ϕ	Cu kg/cm ²	Ed kg/cm ²
0.0 – 9.2	Argille - Argille limose	1937,28	2017,28	0,0	0,84	47,4
9.2 – 9.6	sabbie	2071,52	2151,52	0,0	1,85	74,0
9.6 – 10.4	ghiaia e sabbie dense	1900,0	2200,0	42,0	0,0	588,75

PROVA N. 5

Da	litologia	γ kg/mc	γ' kg/mc	ϕ	Cu kg/cm ²	Ed kg/cm ²
0.0 – 2.4	Argille - Argille limose	1919,37	1999,37	0,0	0,74	48,42
2.4 – 3.4	ghiaie e sabbie dense	1900,0	2200,0	42,0	0,0	489,0

3.3 CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

3.4 CAPACITA' PORTANTE DEI PALI PRINCIPALI

Per una prima della capacità portante si può fare riferimento alla teoria di Bustamante e Doix utilizzando una stratigrafia “media” che rappresenta un involucro “peggiorativo” del terreno.

<u>Capacità portante di fusto</u>		$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot l_{s_i}$					
Tipo di Terreno	Spessore l_{s_i} (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i (MPa)	s_i	s_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
argilla	10.00	1.20	0.42	0.050		0.050	659.73
ghiaia	2.00	1.30	0.46	0.300		0.300	857.65
	0.00	0.00	0.00	0.000		0.000	0.00
$L_s =$		12.00	(m)	$Ql =$		1517.39	(kN)

figura 3: calcolo capacità portante del micropalo diametro 35 cm con bulbo 12 m

<u>Capacità portante di fusto</u>		$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot l_{s_i}$					
Tipo di Terreno	Spessore l_{s_i} (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i (MPa)	s_i	s_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
argilla	10.00	1.20	0.36	0.050		0.050	565.49
ghiaia	2.00	1.30	0.39	0.300		0.300	735.13
	0.00	0.00	0.00	0.000		0.000	0.00
$L_s =$		12.00	(m)	$Ql =$		1300.62	(kN)

figura 4: calcolo capacità portante del micropalo diametro 30 cm con bulbo 12 m

I valori sopra riportati sono valori $R_{c, cal}$ calcolati con formule statiche che vanno coefficientati con i coeff. di correlazione ξ_3 ed il coeff. di sicurezza R3. A questi valori andrà poi detratto il peso proprio del palo per la resistenza a compressione coefficientato del valore $\gamma_G=1.3$ mentre per la resistenza a trazione andrà aggiunto il peso del palo coefficientato del valore $\gamma_G=1.0$. Ne conseguono le seguenti resistenze di progetto.

diametro (m)	p.p. palo (KN)	Qlat (KN)	R3 (comp)	R3 (traz)	ξ_3	Qd comp (KN)	Qd traz (KN)
0.35	28.86	1517	1.15	1.25	1.5	841.90	837.93
0.3	21.21	1300	1.15	1.25	1.5	726.06	714.54

figura 5: riepilogo capacità portante dei micropali con bulbo 12 m

3.5 CAPACITA' PORTANTE DEI PALI SECONDARI DA 6-8-9-10 METRI IN ARGILLA

Analogamente a quanto visto al paragrafo precedente si determina la capacità portante di un palo \varnothing 30 cm con bulbo di 6 m ancorato negli strati superficiali di argilla molle.

Capacità portante di fusto							
$Ql = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * l_s$							
Tipo di Terreno	Spessore l_s (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	s_i (MPa)	s_i	s_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
argilla	6.00	1.20	0.36	0.050		0.050	339.29
			0.00			0.000	0.00
			0.00			0.000	0.00
Ls =		6.00	(m)	Ql =		339.29	(kN)

figura 6: calcolo capacità portante del micropalo diametro 30 cm con bulbo 6 m

I valori sopra riportati sono valori $R_{c, cal}$ calcolati con formule statiche che vanno coefficientati con i coeff. di correlazione ξ_3 ed il coeff. di sicurezza R3. A questi valori andrà poi detratto il peso proprio del palo per la resistenza a compressione coefficientato del valore $\gamma_G=1.3$ mentre per la resistenza a trazione andrà aggiunto il peso del palo coefficientato del valore $\gamma_G=1.0$. Ne conseguono le seguenti resistenze di progetto.

palo	D (m)	L (m)	qlat (KN/m)	Qlat (KN)	pp palo (KN)	R3 (comp)	R3 (traz)	ξ_3	Qd comp (KN)	Qd traz (KN)
1	0,3	6	56,54	339,24	10,6029	1,15	1,25	1,5	182,88	191,53
2	0,3	8	56,54	452,32	14,1372	1,15	1,25	1,5	243,84	255,37
3	0,3	9	56,54	508,86	15,90435	1,15	1,25	1,5	274,32	287,30
4	0,3	10	56,54	565,4	17,6715	1,15	1,25	1,5	304,80	319,22

figura 7: riepilogo capacità portante dei micropali con bulbo 6-8-9-10 m

4 DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI

4.1 BLOCCHI 1-2-4-CARICHI LINEARI

Le fondazioni sono di tipo nastriforme su pali ad interasse differenziata. Utilizzando i pali \varnothing 30 cm di lunghezza 12 metri si ottengono i seguenti interassi.

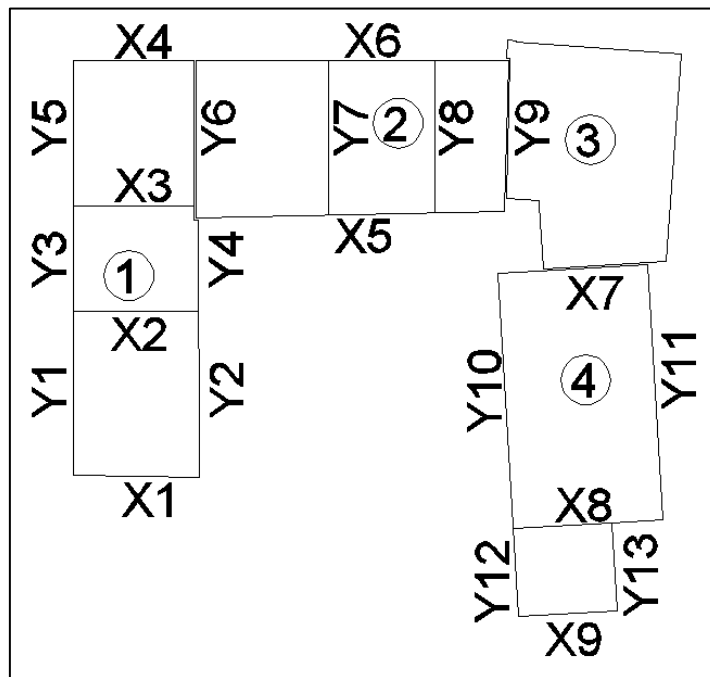


Figura 8: identificazione allineamenti

all.	Q piede del muro (KN/m)		om alla base del muro		geometria fondazione				Q base fondazione (KN/m)		int. Pali (m)
	SLE	SLU	SLE (MPa)	SLU (MPa)	b1(m)	h1(m)	b2(m)	h2(m)	SLE	SLU	
X1	48,00	63,39	0,10	0,13	1,40	0,60	0,00	0,00	69,00	90,69	3,02
X2	38,30	52,60	0,08	0,11	1,40	0,60	0,00	0,00	59,30	79,90	3,43
X3	75,74	103,50	0,15	0,21	1,40	0,60	0,00	0,00	96,74	130,80	2,09
X4	52,44	70,40	0,10	0,14	1,40	0,60	0,00	0,00	73,44	97,70	2,80
X5	70,44	93,80	0,14	0,19	1,40	0,60	0,00	0,00	91,44	121,10	2,26
X6	70,44	93,80	0,14	0,19	1,40	0,60	0,00	0,00	91,44	121,10	2,26
X7	78,72	107,08	0,16	0,21	1,40	0,60	0,00	0,00	99,72	134,38	2,04
X8	49,85	66,11	0,10	0,13	1,40	0,60	0,00	0,00	70,85	93,41	2,93
X9	46,73	61,54	0,09	0,12	1,40	0,60	0,00	0,00	67,73	88,84	3,08
Y1	72,15	98,67	0,14	0,20	1,40	0,60	0,00	0,00	93,15	125,97	2,18
Y2	72,15	98,67	0,14	0,20	1,40	0,60	0,00	0,00	93,15	125,97	2,18
Y3	28,40	38,64	0,06	0,08	1,40	0,60	0,00	0,00	49,40	65,94	4,16
Y4	28,40	38,64	0,06	0,08	1,40	0,60	0,00	0,00	49,40	65,94	4,16
Y5	66,26	89,57	0,13	0,18	1,40	0,60	0,00	0,00	87,26	116,87	2,34
Y6	196,56	269,35	0,20	0,27	1,40	0,60	0,00	0,00	217,56	296,65	0,92
Y7	114,40	161,62	0,46	0,65	1,40	0,60	0,00	0,00	135,40	188,92	1,45
Y8	87,18	122,83	0,35	0,49	1,40	0,60	0,00	0,00	108,18	150,13	1,83
Y9	90,54	121,71	0,18	0,24	1,40	0,60	0,00	0,00	111,54	149,01	1,84
Y10	80,28	110,29	0,16	0,22	1,40	0,60	0,00	0,00	101,28	137,59	1,99
Y11	80,28	110,29	0,16	0,22	1,40	0,60	0,00	0,00	101,28	137,59	1,99
Y12	59,54	80,44	0,12	0,16	1,40	0,60	0,00	0,00	80,54	107,74	2,54
Y13	59,54	80,44	0,12	0,16	1,40	0,60	0,00	0,00	80,54	107,74	2,54

Figura 9: identificazione carichi sugli allineamenti e interasse pali diametro 30 cm e lunghi 9 m

Chiaramente questi interassi sono massimi in quanto dovranno essere valutati gli effetti locali in particolar modo in condizione sismica.

4.2 BLOCCO 1

Per il dimensionamento delle palificate la condizione peggiore è quella allo SLV con le azioni flettenti alla base dei maschi murari. Nell'ipotesi di comportamento rigido della fondazione le azioni sui pali si ripartiscono come da schema seguente.

BLOCCO 1										
maschio	L (m)	N (KN)	M (KNm)	p.p.fond (KN)	braccio tra baricentro pali (m)	M/(2h) (KN)	n pali	(N+pp)/n	Ntot (KN)	
X1	1,8	143	237	56,7	1,5	79	4	49,9	128,9	
X2	1,8	166	240	65,1	1,5	80	4	57,8	137,8	
X3	1,35	242	100	100,8	1,4	36	4	85,7	121,4	
X4	3,68	477	464	161,7	2,83	82	4	159,7	241,7	
X5	3,3	477	464	105	2,45	95	4	145,5	240,2	
X6	1,8	143	237	56,7	1,5	79	4	49,9	128,9	
X7	1,8	166	240	65,1	1,5	80	4	57,8	137,8	
X8	1,35	242	100	100,8	1,4	36	4	85,7	121,4	
X9	1,99	372	256	115,5	2,04	63	6	81,3	144,0	
X10	2,99	228	820	88,2	2,69	152	5	63,2	215,7	
X11	1,99	282	247	41,79	2,04	61	6	54,0	114,5	
Y1	3,9	250	1145	102,9	2,7	106	8	44,1	150,1	
Y2	2,3	235	250	87,15	2,35	53	6	53,7	106,9	
Y3	2,21	235	250	87,15	2,26	55	6	53,7	109,0	
Y4	2	281	250	87,15	1,45	86	4	92,0	178,2	
Y5	2,21	281	250	87,15	2,26	55	6	61,4	116,7	
Y6	2	300	250	87,15	1,45	86	4	96,8	183,0	
Y7	2,21	300	250	46,41	2,26	55	6	57,7	113,0	
valore massimo										241,7

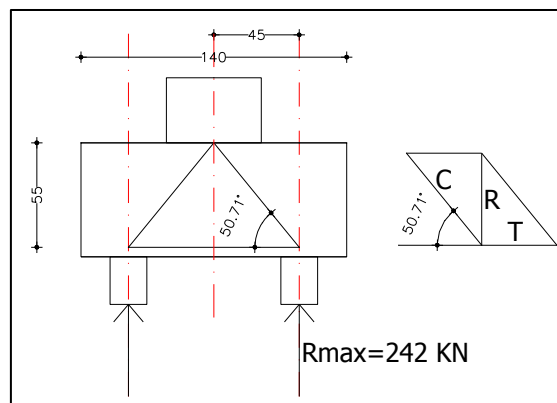
Figura 10: ripartizione azioni sui pali

I pali $\Phi 30$ lunghi 9 metri sono sufficienti.

4.2.1 FONDAZIONI 140x60

Per quanto riguarda le armature da disporre sulla fondazione si utilizza il metodo a puntoni/tiranti proposto da Viggiani e illustrato anche sul testo del Radogna applicato alla sezione trasversale tenendo conto che nel caso di pilastri a sezione allungata possono risultare praticamente scarichi i tiranti paralleli al lato maggiore della sezione del muro.

Lo sforzo massimo sul palo vale $R_{max}=242$ KN



La massima trazione sul tirante vale $T=242/\tan 50,71=198$ KN per cui è necessaria una armatura pari a $A_s=198000/391=506$ mm² pari a 5.06 cm². Si dispongono 4 $\Phi 16$.

L'armatura minima longitudinale secondo il §7.2.5 sarà $A_{sl}=140*60*0,2/100=16,8$ cm² coperta da 10 $\Phi 16$

L'armatura minima trasversale secondo il §4.1.6.1 sarà $A_{st}=1,5*1400=2100$ mm²/m=21 cm²/m cioè st. $\Phi 10/20$ a 6 braccia.

Tale armatura minima è sovrabbondante rispetto al necessario e la verifica può essere omessa.

4.2.2 FONDAZIONI 50x60

Queste fondazioni non hanno un carico direttamente applicato e pertanto si comportano come delle travi continue soggette al peso proprio su appoggi fissi. Operando a favore di sicurezza si ipotizza che gli archi possano essere chiusi con una muratura dello spessore di 25 cm. L'interasse massimo dei pali è di 140 cm circa.

$$M_s=(1,3*25*0,6*0,8+1,3*15*0,25*3)*1,4^2/10=5,92 \text{ KNm}$$

$$V_s=(1,3*25*0,6*0,8+1,3*15*0,25*3)*1,4/2=21,15 \text{ KN}$$

L'armatura minima longitudinale secondo il §7.2.5 sarà $A_{sl}=50*60*0.2/100=6$ cmq coperta da 4 $\Phi 16$
L'armatura minima trasversale secondo il §4.1.6.1 sarà $A_{st}=1.5*500=750$ mmq/m=7.5 cmq/m cioè st. $\Phi 10/20$ a 2 braccia.
Tale armatura minima è sovrabbondante rispetto al necessario e la verifica può essere omessa.

4.3 BLOCCO 2

Il blocco 2 è stato modellato anche con il software MSAP per controllare i risultati della modellazione con AEDES OCM. Per valutare lo stato di sollecitazione sulle fondazioni è sufficiente aggiungere le fondazioni sul modello, introducendole come delle travi vincolate su appoggi fissi e amplificare le azioni orizzontali per il fattore 1.1.
Ne conseguono i seguenti risultati.

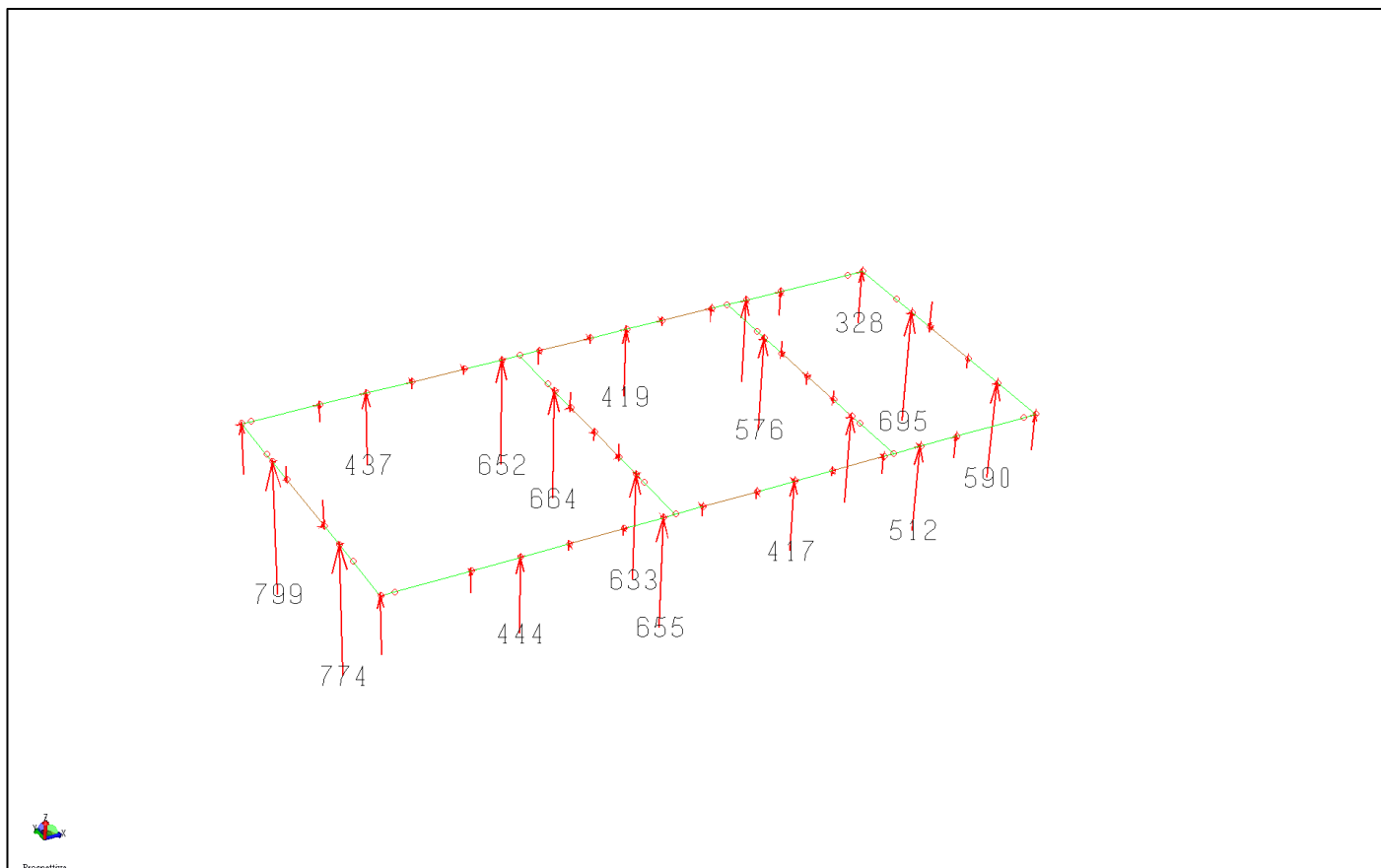


Figura 11: reazioni verticali dei pali allo SLU (KN)

Essendo la trave abbastanza deformabile le reazioni sono chiaramente massime nel palo centrale singolo.

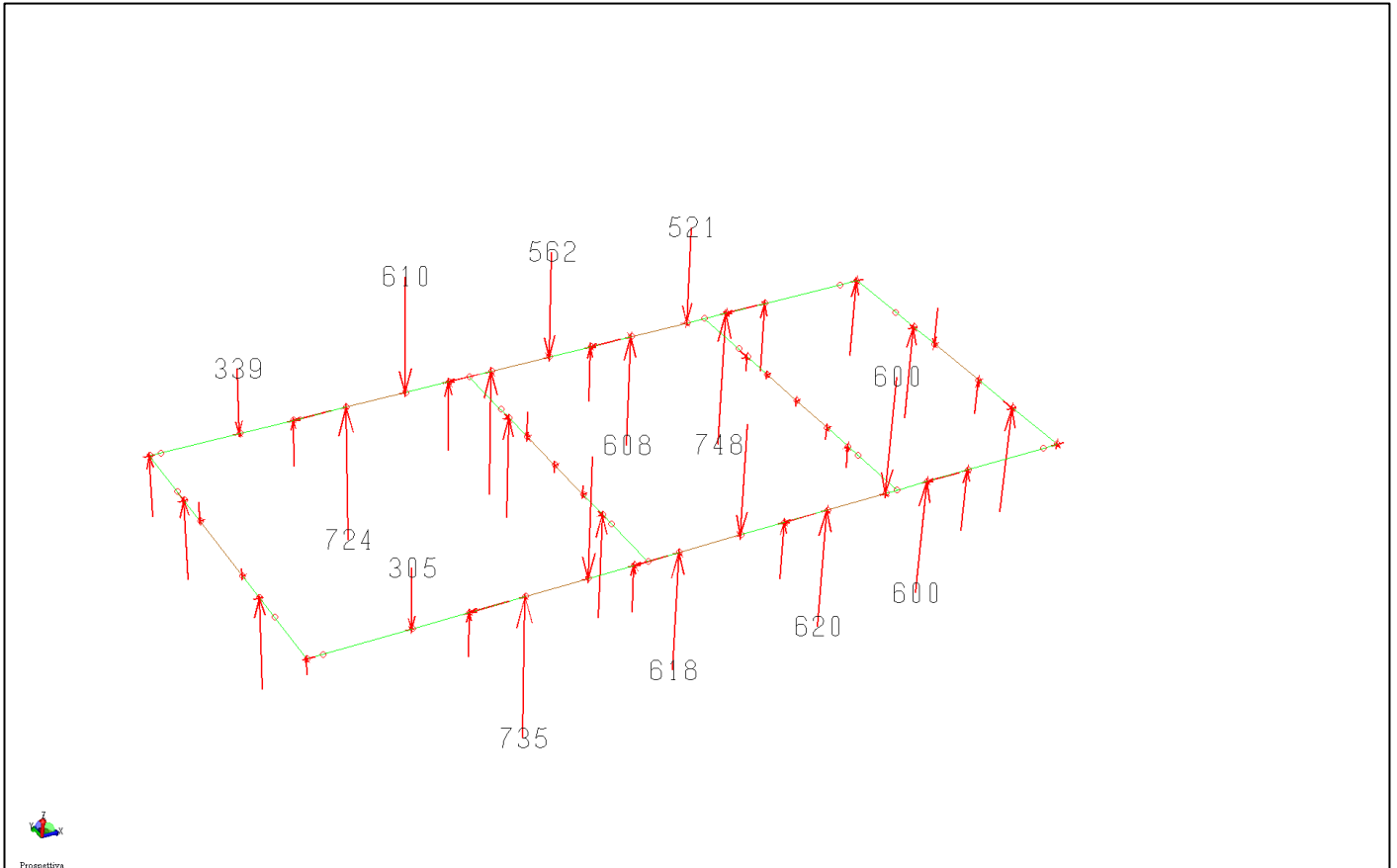


Figura 12: reazioni verticali dei pali allo SLV $E_x+0.3E_y$ (KN)-riferite alla coppia di pali

Ora i carichi massimi sono sui pali doppi posti alle teste.

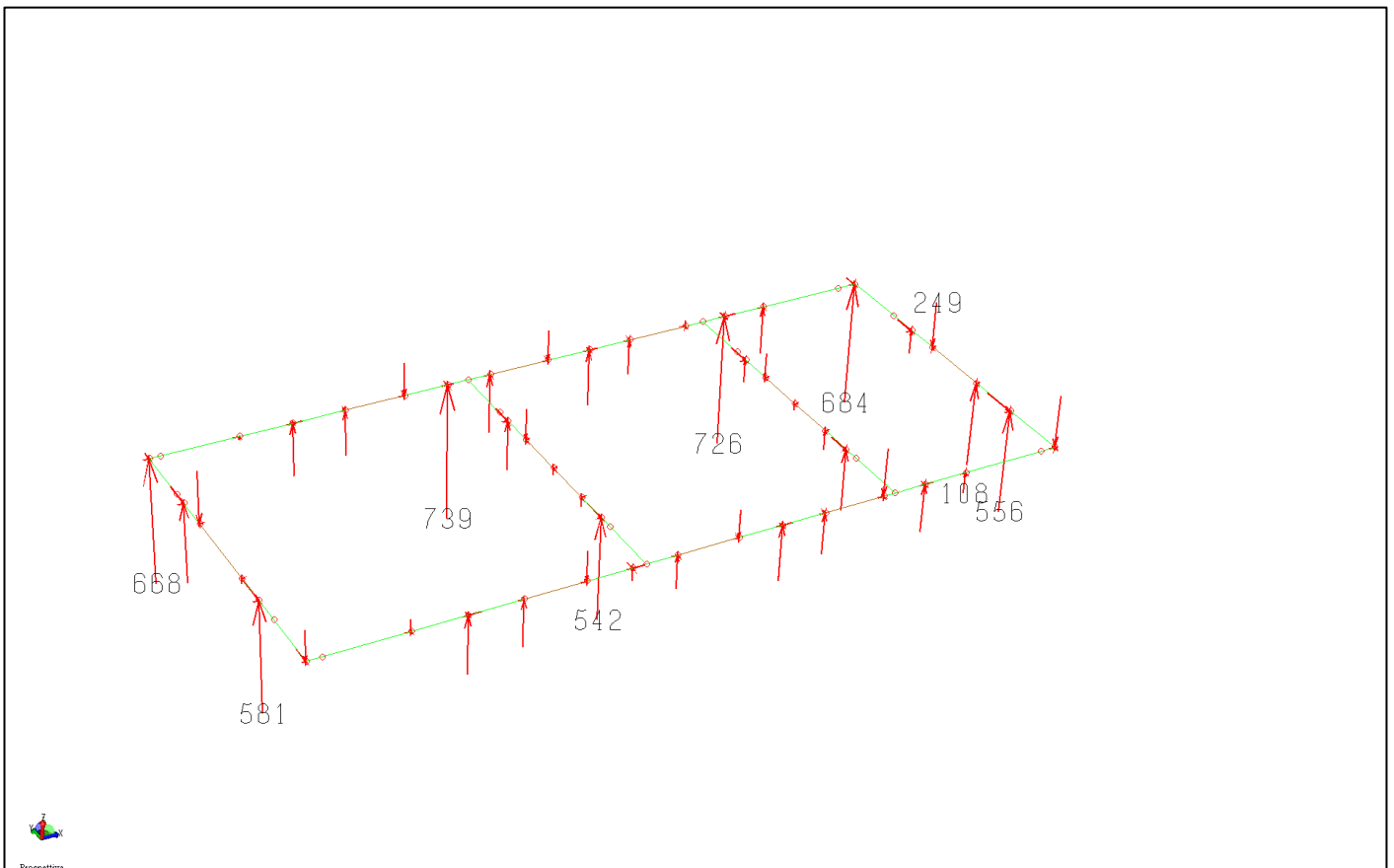
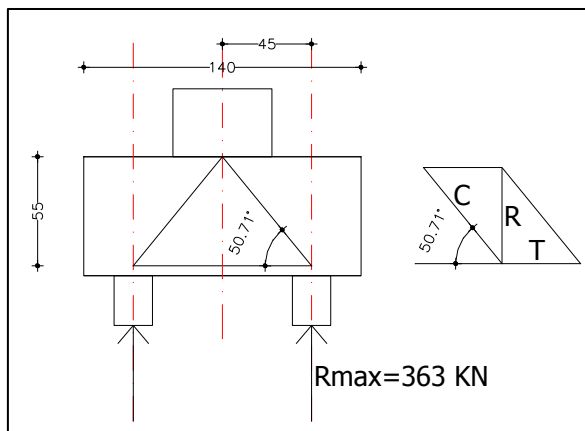


Figura 13: reazione verticale dei pali allo SLV $E_y+0.3E_x$ (KN)-riferite alla coppia di pali

4.3.1 FONDAZIONI 140x60

Per quanto riguarda le armature da disporre sulla fondazione si utilizza il metodo a puntoni/tiranti proposto da Viggiani e illustrato anche sul testo del Radogna applicato alla sezione trasversale tenendo conto che nel caso di pilastri a sezione allungata possono risultare praticamente scarichi i tiranti paralleli al lato maggiore della sezione del muro.

Lo sforzo massimo sul palo vale $R_{max}=726/2=363$ KN.



La massima trazione sul tirante vale $T=363/\tan 50.71=297$ KN per cui è necessaria una armatura pari a $A_s=297000/391=759$ mmq pari a 7.59 cmq. Si dispongono 6 $\Phi 16$.

L'armatura minima longitudinale secondo il §7.2.5 sarà $A_{sl}=140*60*0.2/100=16.8$ cmq coperta da 10 $\Phi 16$

L'armatura minima trasversale secondo il §4.1.6.1 sarà $A_{st}=1.5*1400=2100$ mmq/m=21 cmq/m cioè st. $\Phi 10/20$ a 6 braccia.

Cautelativamente vengono posti 14+14 $\Phi 16$ sia sopra che sotto.

4.4 BLOCCO 3

4.4.1 FONDAZIONI 30x60

Hanno solo una funzione di collegamento e pertanto hanno solo armature minime.

L'armatura minima longitudinale secondo il §7.2.5 sarà $A_{sl}=30*60*0.2/100=3.6$ cmq coperta da 3 $\Phi 16$

L'armatura minima trasversale secondo il §4.1.6.1 sarà $A_{st}=1.5*300=450$ mmq/m=4.5 cmq/m cioè st. $\Phi 10/20$ a 2 braccia.

4.4.2 FONDAZIONI 80x60

Sono poste sotto i pilastri.

	portata del palo			pp. Fond+muri (KN)	n pali
	SLU (KN)	SLV (KN)	SLE (KN)		
	726 KN				
	sforzo normale al piede				
P1	179	167	135	52,8	0,34
P2	190	158	146	69,3	0,39
P3	275	200	208	99	0,56
P4	354	244	263	88	0,65
P5	698	470	516	48	1,05
P6	154	144	115	63,55	0,33
P7	135	121	101	264,1	0,66

Figura 14: N. pali $\Phi 30$ lunghi 12 m

Ne deriva che il carico massimo sul palo è pari a $(698+48)/2=373$ KN.

Per quanto riguarda le armature da disporre sulla fondazione si utilizza il metodo a puntoni/tiranti proposto da Viggiani e illustrato anche sul testo del Radogna.

Poiché lo sforzo massimo sul palo è praticamente identico a quello del blocco 2 e l'interasse tra i pali è sempre di 90 cm la verifica con il metodo puntone/tirante può essere omessa.

Si effettua invece un calcolo a trave sotto il pilastro maggiormente sollecitato.

$P=698$ KN

$M_s=698*0.9/4=157.05$ KNm

$$V_s = 698/2 = 349 \text{ KN}$$

L'armatura minima longitudinale secondo il §7.2.5 sarà $A_{sl} = 80 \cdot 60 \cdot 0.2/100 = 9.6 \text{ cm}^2$ coperta da 6 $\Phi 16$
 L'armatura minima trasversale secondo il §4.1.6.1 sarà $A_{st} = 1.5 \cdot 800 = 1200 \text{ mm}^2/\text{m} = 12 \text{ cm}^2/\text{m}$ cioè st. $\Phi 10/20$ a 4 braccia.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **trave 80x60**

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	A _s [cm²]	d [cm]
1	80	60	1	12,06	5
			2	12,06	55

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 0 kNm
 M_{yEd}: 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Deviata

Materiali: B450C C25/30

ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd}	14,17 N/mm²
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9,75 N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,6
		τ_{c1}	1,829

M_{xRd}: 249,4 kNm

σ_c : -14,17 N/mm²
 σ_s : 391,3 N/mm²
 ϵ_c : 3,5 ‰
 ϵ_s : 34,65 ‰
 d: 55 cm
 x: 5,046 x/d: 0,09175
 δ : 0,7

N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello
 Precompresso

Figura 15: verifica a flessione fondazione 80x60

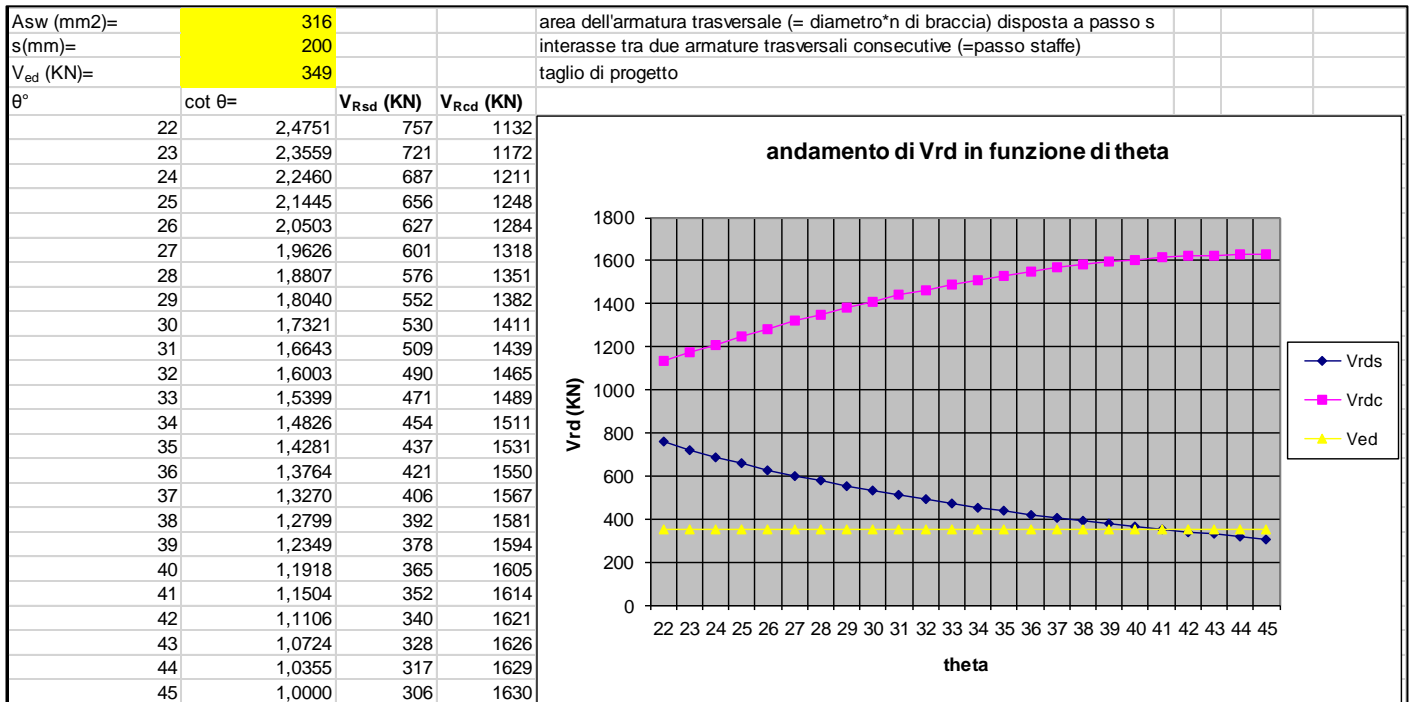


Figura 16: verifica a taglio fondazione 80x60

4.4.3 FONDAZIONI SOTTO LE PARETI SEMPLICI

parete semplice	PDS SLV al piede della parete			geometria fondazione				PDS SLV alla base della fondazione		
	Ns (KN)	Med (KN)	Vs (KN)	L1 (m)	L2(m)	H (m)	pp (KN)	Ns (KN)	Ms (KN)	Vs (KN)
S1	544	937,2	178	1,7	3,9	1	165,75	709,75	1115,2	178
S3	415	1236,4	177	1,7	3,7	1	157,25	572,25	1413,4	177
S4	492	1785,3	242	1,7	3,9	1	165,75	657,75	2027,3	242
S5	668	1667,6	219	1,7	3,6	1	153	821	1886,6	219

N.B.: valori del momento amplificati per 1,1
Ms=Med+Vs*H

Figura 17: report delle sollecitazioni sulle pareti semplici

Ned	710 KN							
Mx	111500 KN*cm		flessione attorno asse x					
My	0 KN*cm		flessione attorno asse y					
palo	Xgi	Ygi	XG-Xgi	YG-Ygi	(XG-Xgi)^2	(YG-Ygi)^2	Azione sul palo	
							N (KN)	
1	-45	-155	45	155	2025	24025	241,69	
2	45	-155	-45	155	2025	24025	241,69	
3	-45	-65	45	65	2025	4225	152,89	
4	45	-65	-45	65	2025	4225	152,89	
5	-45	65	45	-65	2025	4225	24,61	
6	45	65	-45	-65	2025	4225	24,61	
7	-45	155	45	-155	2025	24025	-64,19	
8	45	155	-45	-155	2025	24025	-64,19	
tot					16200	113000		
baricentro della palificata								
	XG	YG						
	0	0						

Figura 18: parete n.1: ripartizione sui pali Ø30 lunghi 12 m

Ned	572 KN							
Mx	141300 KN*cm		flessione attorno asse x					
My	0 KN*cm		flessione attorno asse y					
palo	Xgi	Ygi	XG-Xgi	YG-Ygi	(XG-Xgi)^2	(YG-Ygi)^2	Azione sul palo	
							N (KN)	
1	-45	-142	45	142	2025	20164	290,85	
2	45	-142	-45	142	2025	20164	290,85	
3	-45	-52	45	52	2025	2704	151,83	
4	45	-52	-45	52	2025	2704	151,83	
5	-45	52	45	-52	2025	2704	-8,83	
6	45	52	-45	-52	2025	2704	-8,83	
7	-45	142	45	-142	2025	20164	-147,85	
8	45	142	-45	-142	2025	20164	-147,85	
tot					16200	91472		
baricentro della palificata								
	XG	YG						
	0	0						

Figura 19: parete n.3: ripartizione sui pali Ø30 lunghi 12 m

Ned	658 KN							
Mx	202700	KN*cm	flessione attorno asse x					
My	0	KN*cm	flessione attorno asse y					
								Azione sul palo
palo	Xgi	Ygi	XG-Xgi	YG-Ygi	(XG-Xgi)^2	(YG-Ygi)^2		N (KN)
1	-45	-155	45	155	2025	24025		360,29
2	45	-155	-45	155	2025	24025		360,29
3	-45	-65	45	65	2025	4225		198,85
4	45	-65	-45	65	2025	4225		198,85
5	-45	65	45	-65	2025	4225		-34,35
6	45	65	-45	-65	2025	4225		-34,35
7	-45	155	45	-155	2025	24025		-195,79
8	45	155	-45	-155	2025	24025		-195,79
tot					16200	113000		
baricentro della palificata								
	XG	YG						
	0	0						

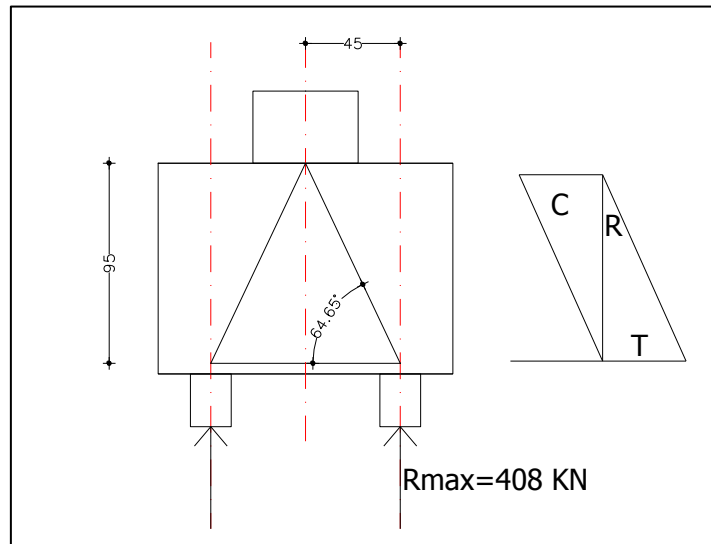
Figura 20: parete n.4: ripartizione sui pali Φ 30 lunghi 12 m

Ned	821 KN							
Mx	188700	KN*cm	flessione attorno asse x					
My	0	KN*cm	flessione attorno asse y					
								Azione sul palo
palo	Xgi	Ygi	XG-Xgi	YG-Ygi	(XG-Xgi)^2	(YG-Ygi)^2		N (KN)
1	-45	-138	45	138	2025	19044		407,58
2	45	-138	-45	138	2025	19044		407,58
3	-45	-48	45	48	2025	2304		208,70
4	45	-48	-45	48	2025	2304		208,70
5	-45	48	45	-48	2025	2304		-3,45
6	45	48	-45	-48	2025	2304		-3,45
7	-45	138	45	-138	2025	19044		-202,33
8	45	138	-45	-138	2025	19044		-202,33
tot					16200	85392		
baricentro della palificata								
	XG	YG						
	0	0						

Figura 21: parete n.5: ripartizione sui pali Φ 30 lunghi 12 m

L'azione massima sul palo vale 408 KN.

Per quanto riguarda le armature da disporre sulla fondazione si utilizza il metodo a puntoni/tiranti proposto da Viggiani e illustrato anche sul testo del Radogna applicato alla sezione trasversale tenendo conto che nel caso di pilastri a sezione allungata e tozza possono risultare praticamente scarichi i tiranti paralleli al lato maggiore della sezione del muro.



La massima trazione sul tirante vale $T=408 \cdot \tan 64.65=861$ KN per cui è necessaria una armatura pari a $A_s=861000/391=2202$ mmq pari a 22 cmq. Si dispongono 6 $\Phi 24$ nella congiungente i pali.
 La verifica a punzonamento può essere omessa data la modestia dei carichi.

4.5 BLOCCO 3-PARETE COMPOSTA

	PDS SLV al piede della parete					geometria fondazione				PDS SLV alla base della fondazione		
	Ns (KN)	Vx (KN)	My (KNm)	Vy (KN)	Mx (KNm)	L1 (m)	L2(m)	H (m)	pp (KN)	Ns (KN)	Msy (KNm)	Msx (KNm)
parete S2	1577	352	3306,6	627	5740,9							
Ex+0,3Ey	1577	352	3306,6	188,1	1722,27	3,8	3,9	1	370,5	1947,5	3658,6	1910,37
Ey+0,3Ex	1577	105,6	991,98	627	5740,9	3,8	3,9	1	370,5	1947,5	1097,58	6367,9
N.B.: valori del momento amplificati per 1,1												
Ms=Med+Vs*H												

Figura 22: report delle sollecitazioni sulla parete composta

Ned	1948 KN							
Mx	191000	KN*cm	flessione attorno asse x					
My	365900	KN*cm	flessione attorno asse y					
								Azione sul palo
palo	Xgi	Ygi	XG-Xgi	YG-Ygi	(XG-Xgi)^2	(YG-Ygi)^2		N (KN)
1	-154	-150	154	150	23716	22500		633,97
2	-64	-150	64	150	4096	22500		485,96
3	64	-150	-64	150	4096	22500		275,46
4	154	-150	-154	150	23716	22500		127,46
5	-154	-60	154	60	23716	3600		551,64
6	-64	-60	64	60	4096	3600		403,63
7	64	-60	-64	60	4096	3600		193,14
8	154	-60	-154	60	23716	3600		45,13
9	-154	60	154	-60	23716	3600		441,87
10	-64	60	64	-60	4096	3600		293,86
11	64	60	-64	-60	4096	3600		83,37
12	154	60	-154	-60	23716	3600		-64,64
13	-154	150	154	-150	23716	22500		359,54
14	-64	150	64	-150	4096	22500		211,54
15	64	150	-64	-150	4096	22500		1,04
16	154	150	-154	-150	23716	22500		-146,97
tot					222496	208800		
baricentro della palificata								
	XG	YG						
	0	0						

Figura 23: parete n.2: ripartizione sui pali $\Phi 30$ lunghi 12 m Ex+0.3Ey

Ned	1948 KN							
Mx	636700	KN*cm	flessione attorno asse x					
My	109700	KN*cm	flessione attorno asse y					
								Azione sul palo
palo	Xgi	Ygi	XG-Xgi	YG-Ygi	(XG-Xgi)^2	(YG-Ygi)^2		N (KN)
1	-154	-150	154	150	23716	22500		776,83
2	-64	-150	64	150	4096	22500		732,45
3	64	-150	-64	150	4096	22500		669,34
4	154	-150	-154	150	23716	22500		624,97
5	-154	-60	154	60	23716	3600		502,39
6	-64	-60	64	60	4096	3600		458,01
7	64	-60	-64	60	4096	3600		394,91
8	154	-60	-154	60	23716	3600		350,53
9	-154	60	154	-60	23716	3600		136,47
10	-64	60	64	-60	4096	3600		92,09
11	64	60	-64	-60	4096	3600		28,99
12	154	60	-154	-60	23716	3600		-15,39
13	-154	150	154	-150	23716	22500		-137,97
14	-64	150	64	-150	4096	22500		-182,34
15	64	150	-64	-150	4096	22500		-245,45
16	154	150	-154	-150	23716	22500		-289,83
tot					222496	208800		
baricentro della palificata								
	XG	YG						
	0	0						

Figura 24: parete n.2: ripartizione sui pali $\Phi 30$ lunghi 12 m Ey+0.3Ex

I pali 1 e 2 sono leggermente oltre la resistenza ma ciò si reputa accettabile in quanto non si è tenuta in conto il contributo alla resistenza della fondazione e l'ammorsamento con le altre fondazioni.

5 VERIFICA DEI PALI PER AZIONI ORIZZONTALI

La massima tagliante al piede si ha nel blocco 3 al piede del setto S4 e vale 242 KN ed è assorbita da almeno 8 pali.

L'azione tagliante su ogni palo risulta $V_d = 242/8 = 30.25$ KN.

La reazione verticale massima calcolata in precedenza è 408 KN.

I pali sono armati con una armatura tubolare $\Phi 168.3 \times 8$ mm ed hanno lunghezza massima di 12 m.

<u>VERIFICA DELLA RESISTENZA DEL TUBO METALLICO</u>				
f_{yd}	275	MPa		
D	168,3	mm	-	diametro esterno del tubo metallico
sp	8	mm	-	spessore del tubo
E	206000	MPa		
Kw	5000	kN/m ³	-	modulo di Winkler del terreno che circonda il palo
A	40,27	cm ²	-	area sezione
J	1296,61	cm ⁴	-	momento di inerzia del tubo
<u>instabilità dell'equilibrio</u>				
$P_{k,c}$	4003	kN	-	carico critico a compressione
$P_{k,d}$	520	kN	-	carico ammissibile all'instabilità
<u>sezione di acciaio</u>				
$P_{s,d}$	1055	kN	-	tensione limite del materiale
P_d	520,4	kN	OK	

Figura 25: verifica di resistenza e stabilità del tubo