

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 2**

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

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO
DELLE STRUTTURE DEL BLOCCO 2**

Conegliano, 29 ottobre 2018

IL CALCOLATORE
(dott. ing. Maddalena MARIO)

<u>1</u>	<u>PREMESSA E OGGETTO DELLA RELAZIONE DI CALCOLO</u>	<u>5</u>
<u>2</u>	<u>RIFERIMENTI NORMATIVI</u>	<u>5</u>
2.1	STRUTTURA	5
2.2	CARICHI E SOVRACCARICHI	6
2.3	SISMICA	6
2.4	MATERIALI	6
2.5	TERRENI – FONDAZIONI	6
<u>3</u>	<u>UBICAZIONE E PARAMETRI DI SISMICITA' DI ZONA</u>	<u>6</u>
<u>4</u>	<u>PRESTAZIONI DI PROGETTO, CLASSE DELLA STRUTTURA, VITA UTILE</u>	<u>7</u>
<u>5</u>	<u>CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE, COPRIFERRO E PRESCRIZIONI PER IL CLS</u>	<u>7</u>
<u>6</u>	<u>CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI</u>	<u>8</u>
6.1	CALCESTRUZZO	8
6.2	MURATURA ARMATA	8
6.3	ACCIAIO PER CA	8
<u>7</u>	<u>FONDAZIONI</u>	<u>8</u>
7.1	RELAZIONE GEOTECNICA E CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO	9
<u>8</u>	<u>ANALISI DEI CARICHI</u>	<u>9</u>
8.1	SOLAIO E COPERTURA	9

8.2	VENTO	10
9	<u>COMBINAZIONE DELLE AZIONI</u>	11
9.1	COMBINAZIONE FONDAMENTALE PER LE VERIFICHE ALLO SLU	11
9.2	COMBINAZIONE CARATTERISTICA PER LE VERIFICHE ALLO SLE	11
9.3	COMBINAZIONE FREQUENTE PER LE VERIFICHE ALLO SLE	11
9.4	COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE PER LE VERIFICHE ALLO SLE	11
10	<u>PRIMO SOLAIO</u>	11
10.1	IMPALCATO ZONA B	11
10.2	IMPALCATO ZONA C	12
10.3	IMPALCATO ZONA D	12
11	<u>SECONDO SOLAIO</u>	13
12	<u>COPERTURA ZONA 5</u>	14
12.1	TRAVETTI	14
12.2	TRAVE DI COLMO	14
12.3	FISSAGGIO COLMO ALLE CAPRIATE	15
12.4	FISSAGGIO TRAVETTI AL COLMO	16
12.5	CAPRIATA	16
13	<u>ANALISI SISMICA</u>	16
13.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO	16
13.2	PARAMETRI DI CALCOLO	17
13.3	VERIFICHE ALLO SLV-IPOTESI DI PIANO DI COPERTURA DEFORMABILE	21
13.4	VERIFICHE ALLO SLV-IPOTESI DI PIANO DI COPERTURA RIGIDO	24
13.5	CONTROLLO: VERIFICA MANUALE DEI MASCHI MURARI	26

13.5.1	VERIFICA DEL MASCHIO AL PT MAGGIORMENTE SOLLECITATO PER AZIONI COMPLANARI ..	26
13.5.2	VERIFICA DEL MASCHIO AL PIANO 2 MAGGIORMENTE SOLLECITATO PER AZIONI FUORI PIANO 26	
13.5.3	CONTROLLO SULLE AZIONI FUORI PIANO	27
13.6	CONTROLLO DELLA MODELLAZIONE CON ALTRO SOFTWARE	27
14	<u>ARMATURE MINIME NELLE MURATURE.....</u>	30
15	<u>GIUNTI SISMICI.....</u>	30

1 PREMESSA E OGGETTO DELLA RELAZIONE DI CALCOLO

Nella presente relazione espongono le principali verifiche strutturali del blocco 2 del nuovo museo del caffè come identificato nella pianta seguente.

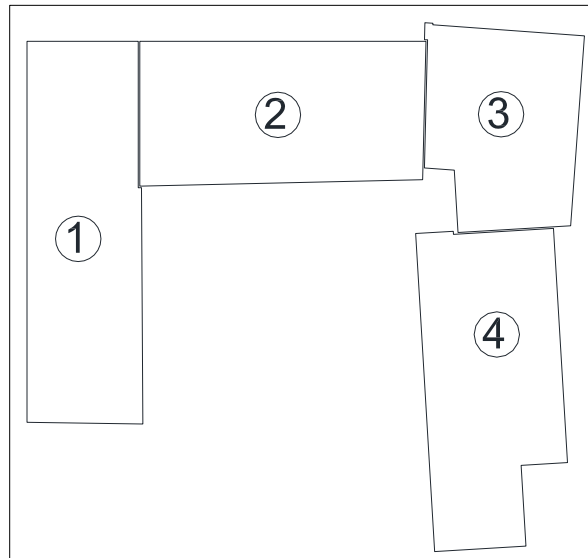


Figura 1: identificazione dei blocchi

Trattasi di una costruzione di tre piani fuori terra (terra, primo e secondo). La struttura portante e sismoresistente è costituita da pareti in muratura armata dello spessore di 50 e 25cm. I due solai di piano sono collaboranti legno-calcestruzzo e sono assimilabile a piano rigido mentre la copertura a capanna non può essere considerata piano rigido (oppure solo parzialmente piano rigido).

Le fondazioni sono su pali.

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 UBICAZIONE E PARAMETRI DI SISMICITA’ DI ZONA

ubicazione fabbricato: Comune di Conegliano, via San Giuseppe come indicato nella figura seguente.

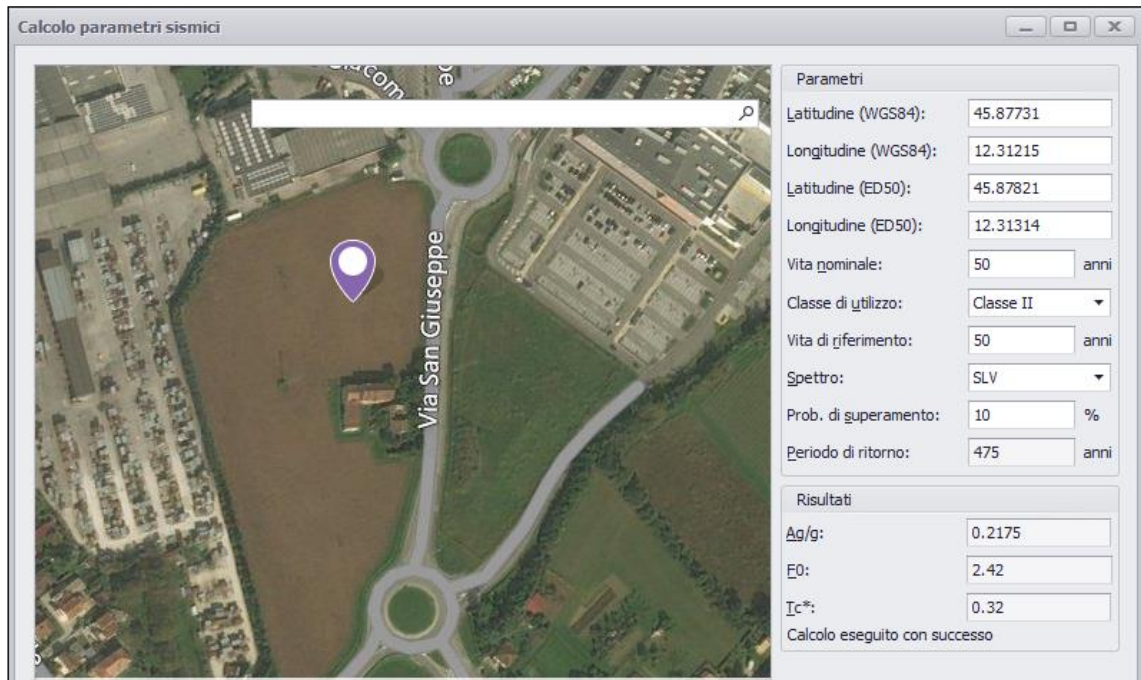


Figura 2: collocazione fabbricato

latitudine: 45,87731
 longitudine: 12,31215
 suolo categoria C

SLV: $a_g/g=0.2175$ $F_0=2.42$ $T_c^*=0.32$ s
 SLD: $a_g/g=0.0746$ $F_0=2.47$ $T_c^*=0.25$ s

4 PRESTAZIONI DI PROGETTO, CLASSE DELLA STRUTTURA, VITA UTILE

- vita nominale dell'opera $V_n \geq 50$ anni
- classe d'uso: II \rightarrow $C_u=1.00$
- periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_r=V_n \cdot C_u=50$ anni
- periodo di ritorno per l'azione sismica allo SLV: 475 anni
- periodo di ritorno per l'azione sismica allo SLD: 50anni

5 CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE, COPRIFERRO E PRESCRIZIONI PER IL CLS

Muri e fondazioni contro terra in ambiente non aggressivo:

Massimo rapporto A/C	XC2
classe minima di resistenza:	0.60
Minimo contenuto di cemento	C30/37
classe slump di consistenza al getto	320 Kg/mc
$C_{min,dur}=75$ mm per il getto contro terra	S4
$C_{min,dur}=25$ mm per il getto entro casseri	
tolleranza di esecuzione 10mm	
copriferro nominale= $75+10=85$ mm riferito all'esterno delle barre per la parte gettata contro il terreno	
copriferro nominale= $25+10=35$ mm riferito all'esterno delle barre per la parte gettata entro casseri	

setti- pilastri-travi-cordoli non esposti all'umidità:

Massimo rapporto A/C	XC1
classe di resistenza:	0.55
Minimo contenuto di cemento	C30/37
classe slump di consistenza al getto	320 Kg/mc
$C_{min,dur}=25$ mm	S4
tolleranza di esecuzione 10mm	
copriferro nominale= $25+10=35$ mm riferito all'esterno delle staffe	

6 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

6.1 CALCESTRUZZO

calcestruzzo per strutture di fondazione ed in elevazione

C30/37

$f_{ck}=31$ MPa

$f_{cd}=17.40$ Mpa

$E_{cm}=33019$ MPa

$G_m=13758$ MPa

6.2 MURATURA ARMATA

le principali caratteristiche sono riportate in Figura 3.

TERMOFON		
TERMOTAURUS 25		
25x49x15h		
TABELLA RIASSUNTIVA DATI TECNICI		
SPESSORE MURATURA (grezzo)	cm. 25	
RAPPORTO DI FORATURA	$\varphi < 45\%$	DATO FORNITO DAL PROD.
PESO CADAUNO	16 kg	DATO FORNITO DAL PROD.
DENSITA' APPARENTE (senza int.)	800 kg/mc (0.8 tonn/mc)	DATO FORNITO DAL PROD.
f_k (resist. caratt. muratura)	5.3 N/mm²	N.T.C. TABELLA 11.10.V
f_{vko} (resist. caratt. diagonale)	0.20 N/mm²	N.T.C. TABELLA 11.10.VII
E (mod. elast. normale)	5.8 kN/mm²	CERTIF. L.T.M. 783B/10 30/07/10
G (mod. elast. tangenziale)	2.32 kN/mm² (0.4 E)	N.T.C. 11.10.3.4
f_{bk} (resist. caratteristica blocchi)	10.05 N/mm²	CERTIF. L.T.M. 2468/10 30/07/10
f_{bk} (resist. caratteristica blocchi nel piano muratura)	2.69 N/mm²	CERTIF. L.T.M. 2468/10 30/07/10

Figura 3: scheda del produttore

blocchi TERMO TAURUS prodotti dalla BAMPO s.r.l. semipieni con $15\% < \varphi < 45\%$ con **elementi di cat.1** e con marcatura CE dello spessore di 25 cm.

resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante $f_{bk}=10$ MPa

resistenza caratteristica a rottura nella direzione perpendicolare a quella portante $f_{bk}=1.5$ MPa

entrambe calcolate sull'area al lordo delle forature

malta a prestazione garantita (=malta premiscelata) tipo M10 con resistenza a compressione di 10 MPa

giunti orizzontali e verticali riempiti di malta con spessore tra 10 e 15mm

resistenza della muratura: $f_k=5.3$ MPa, $f_{vko}=0.2$ MPa

$E=1000 \cdot f_k=5300$ MPa

$G=0.4 \cdot E=2120$ MPa

classe di esecuzione 2

coeff. di sicurezza del materiale per verifiche allo SLU $\gamma_m=2.5$

$f_d=5.3/2.5=2.12$ MPa

coeff. di sicurezza del materiale per verifiche allo SLV $\gamma_m=2$

$f_d=5.3/2=2.65$ MPa

$f_{vd}=0.2/2=0.1$ MPa

6.3 ACCIAIO PER CA

acciaio per reti elettrosaldate tipo B450A

$f_{ynom}=450$ MPa; $f_{yd}=391$ MPa

acciaio per barre di armatura tipo B450C

$f_{ynom}=450$ MPa; $f_{yd}=391$ MPa

7 FONDAZIONI

7.1 RELAZIONE GEOTECNICA E CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO

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.

8 ANALISI DEI CARICHI

8.1 SOLAIO E COPERTURA

SOLAIO DI PIANO -MISTO LEGNO-CALCESTRUZZO ZONA B i=50 cm	carico KN/mq	ψ_0	ψ_1	ψ_2
p.p. travetti 26x26 i=50cm	0.70			
p.p. tavolato 21mm	0.15			
p.p. soletta 6 cm	1.55			
Totale permanenti G1	2.40			
p.p. pavimento e sottofondo	1.85			
Totale permanenti G2	1.85			
Q: variabile (cat. B1)	3.00	0.7	0.5	0.3
totale G1+G2+Q	7.25			
SOLAIO DI PIANO -MISTO LEGNO-CALCESTRUZZO ZONA C i=50 cm	carico KN/mq	ψ_0	ψ_1	ψ_2
p.p. travetti 20x24 i=50cm	0.45			
p.p. tavolato 21mm	0.15			
p.p. soletta 6 cm	1.55			
Totale permanenti G1	2.15			
p.p. pavimento e sottofondo	1.85			
Totale permanenti G2	1.85			
Q: variabile (cat. B1)	3.00	0.7	0.5	0.3
totale G1+G2+Q	7.00			
SOLAIO DI PIANO -MISTO LEGNO-CALCESTRUZZO ZONA D i=50 cm	carico KN/mq	ψ_0	ψ_1	ψ_2
p.p. travetti 13x20 i=50cm	0.20			
p.p. tavolato 21mm	0.15			

p.p. soletta 6 cm	1.55			
Totale permanenti G1	1.90			
p.p. pavimento e sottofondo	1.85			
Totale permanenti G2	1.85			
Q: variabile (cat. B1)	3.00	0.7	0.5	0.3
totale G1+G2+Q	6.75			
COPERTURA IN LEGNO				
	carico KN/mq	ψ_0	ψ_1	ψ_2
p.p. travetti 13x18 i=60cm	0.20			
p.p. doppio tavolato 21mm	0.30			
Totale permanenti G1	0.50			
p.p. pacchetto copertura	0.65			
p.p. coppi	0.85			
Totale permanenti G2	1.50			
Q: variabile neve	1.20	0.5	0.2	0.0
totale G1+G2+Q	3.20			

8.2 VENTO

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)			
Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	25	1000	0,01
a_s (altitudine sul livello del mare [m])	100		
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b (velocità di riferimento [m/s])	25		
p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$ q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq]) c_e (coefficiente di esposizione) c_p (coefficiente di forma) c_d (coefficiente dinamico)			
<u>Pressione cinetica di riferimento</u>		<u>Coefficiente di forma</u>	
$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$ ($\rho = 1,25$ kg/mc)		E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria di vento.	
q_b [N/mq]	390,63	<u>Coefficiente dinamico</u>	
		Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.	



Classe di rugosità del terreno																																																										
B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive																																																										
Categoria di esposizione																																																										
<table border="1"> <tr><th colspan="6">ZONA 1,2,3,4,5</th></tr> <tr><td>A</td><td>--</td><td>IV</td><td>IV</td><td>V</td><td>V</td></tr> <tr><td>B</td><td>--</td><td>III</td><td>III</td><td>IV</td><td>IV</td></tr> <tr><td>C</td><td>--</td><td>*</td><td>III</td><td>III</td><td>IV</td></tr> <tr><td>D</td><td>I</td><td>II</td><td>II</td><td>II</td><td>**</td></tr> </table>		ZONA 1,2,3,4,5						A	--	IV	IV	V	V	B	--	III	III	IV	IV	C	--	*	III	III	IV	D	I	II	II	II	**	<table border="1"> <tr><th colspan="5">ZONA 6</th></tr> <tr><td>A</td><td>--</td><td>III</td><td>IV</td><td>V</td></tr> <tr><td>B</td><td>--</td><td>II</td><td>III</td><td>IV</td></tr> <tr><td>C</td><td>--</td><td>II</td><td>III</td><td>IV</td></tr> <tr><td>D</td><td>I</td><td>I</td><td>II</td><td>III</td></tr> </table>		ZONA 6					A	--	III	IV	V	B	--	II	III	IV	C	--	II	III	IV	D	I	I	II	III
ZONA 1,2,3,4,5																																																										
A	--	IV	IV	V	V																																																					
B	--	III	III	IV	IV																																																					
C	--	*	III	III	IV																																																					
D	I	II	II	II	**																																																					
ZONA 6																																																										
A	--	III	IV	V																																																						
B	--	II	III	IV																																																						
C	--	II	III	IV																																																						
D	I	I	II	III																																																						
<table border="1"> <tr><th colspan="3">ZONE 7,8</th></tr> <tr><td>A</td><td>--</td><td>IV</td></tr> <tr><td>B</td><td>--</td><td>IV</td></tr> <tr><td>C</td><td>--</td><td>III</td></tr> <tr><td>D</td><td>I</td><td>*</td></tr> </table>		ZONE 7,8			A	--	IV	B	--	IV	C	--	III	D	I	*	<table border="1"> <tr><th colspan="2">ZONA 9</th></tr> <tr><td>A</td><td>I</td></tr> <tr><td>B</td><td>I</td></tr> <tr><td>C</td><td>I</td></tr> <tr><td>D</td><td>I</td></tr> </table>		ZONA 9		A	I	B	I	C	I	D	I																														
ZONE 7,8																																																										
A	--	IV																																																								
B	--	IV																																																								
C	--	III																																																								
D	I	*																																																								
ZONA 9																																																										
A	I																																																									
B	I																																																									
C	I																																																									
D	I																																																									
<p>* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5</p> <p>** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1</p>		<table border="1"> <tr><th>Z altezza edif. [m]</th><th>Zona</th><th>Classe di rugosità</th><th>a_s [m]</th></tr> <tr><td>12</td><td>1</td><td>B</td><td>100</td></tr> </table>		Z altezza edif. [m]	Zona	Classe di rugosità	a _s [m]	12	1	B	100																																															
Z altezza edif. [m]	Zona	Classe di rugosità	a _s [m]																																																							
12	1	B	100																																																							
$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$ $c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$		<table border="1"> <tr><th>Cat. Esposiz.</th><th>k_r</th><th>z₀ [m]</th><th>z_{min} [m]</th><th>c_t</th></tr> <tr><td>III</td><td>0,2</td><td>0,1</td><td>5</td><td>1</td></tr> </table>		Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t	III	0,2	0,1	5	1																																													
Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t																																																						
III	0,2	0,1	5	1																																																						
<table border="1"> <tr><td>c_e</td><td>2,26</td></tr> </table>		c _e	2,26																																																							
c _e	2,26																																																									
La pressione del vento a meno del coefficiente di forma vale: 881,76 N/mq (0,8817 kN/mq)																																																										

9 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

(con rotazione delle azioni variabili ai sensi del §2.5.3 NTC2018)

9.1 COMBINAZIONE FONDAMENTALE PER LE VERIFICHE ALLO SLU

con coeff. γ_Q e ψ_{0i}

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3}$$

9.2 COMBINAZIONE CARATTERISTICA PER LE VERIFICHE ALLO SLE

con coeff. ψ_{0i}

$$G_1 + G_2 + Q_{K1} + \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \psi_{03} \cdot Q_{K3}$$

9.3 COMBINAZIONE FREQUENTE PER LE VERIFICHE ALLO SLE

con coeff. ψ_{1i}

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{K1} + \psi_{12} \cdot Q_{K2} + \psi_{13} \cdot Q_{K3}$$

9.4 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE PER LE VERIFICHE ALLO SLE

con coeff. ψ_{2i}

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3}$$

10 PRIMO SOLAIO

10.1 IMPALCATO ZONA B

Il primo solaio è del tipo legno calcestruzzo con connettori tecnaria. I travetti hanno sez. 26x26cm con luce di circa 760 cm e sono posti ad interasse di 50 cm con connettori tecnaria CTL 12/70 posti sulla trave (tavolato interrotto) a passo di 12 cm ai quarti e passo 25 cm nella parte centrale. La verifica è riportata di seguito.

solaiο blocco 2 - Tecnaria

TECNARIA® [Visita il sito](#) [Scarica i disegni](#) [Scarica certificati](#) [Scrivi a Tecnaria](#) **Versione 4.2**

File **Dati** **Calcola** **Guida**

Riepilogo dati
 Trave puntellata
 Calcestruzzo C28/35 - Rck35
 Legno orditura C24 secondo EN338:2009
 Connettore Base sulla trave

Carchi portati per metro quadrato
 Perm. strutturali $G_{k,1} = 2.37 \text{ kN/m}^2$
 Perm. non strutturali $G_{k,2} = 2.00 \text{ kN/m}^2$
 Accidentali $Q_k = 3.00 \text{ kN/m}^2$

Carchi totali a metro lineare
 Totali Sle comb. iniz. $F_d = 3.69 \text{ kN/m}$
 Totali Sle comb. fin. $F_d = 2.64 \text{ kN/m}$
 Totali Slu $F_d = 5.09 \text{ kN/m}$

Geometria
 Spessore assito 2 cm
 Spessore isolante 0 cm
 Spessore CLS 6 cm
 Interasse travi 50 cm
 Base travi 26 cm
 Altezza travi 26 cm
 Luce travi 760 cm
 Interasse travetti cm
 Base travetti cm
 Altezza travetti cm

Carichi non strutturali e portati
 Sottofondo 2.00 kN/m²
 Pavimento 0 kN/m²
 Tramezzi 0 kN/m²
 Altri kN/m²
 Sovraccarichi ristoranti/uffici
 Variabili 3.00 kN/m²
Rapporto adm. L/freccia
 Iniziale 450
 Attiva 1: Finiture fragili
 Finale 350

Calcolo di solaiο a singola orditura

Luce della trave = 760 *N.B.: Misure espresse in cm*

Materiali Strutturali
 Peso spec. assito conifera Valore 4.20 kN/m³
 Peso spec. isolante polistirene, eps, 1 Valore 0.25 kN/m³
 Classe CLS strutturale C28/35 - Rck35
 Tipo di legno C24 secondo EN338:2009
 Umidità del legno <= 20%
 Tipologia connettore Base sulla trave
 Tavolato Carotato Interrotto
 Spaziatura connettori Costante Variabile

Inserimento Avanzato Caratteristiche Meccaniche
 CLS Legno Altri

Figura 4: dati di input

solaiο blocco 2 - Tecnaria

TECNARIA® [Visita il sito](#) [Scarica i disegni](#) [Scarica certificati](#) [Scrivi a Tecnaria](#) **Versione 4.2**

File **Dati** **Calcola** **Guida**

Riepilogo dati
 Trave puntellata
 Calcestruzzo C28/35 - Rck35
 Legno orditura C24 secondo EN338:2009
 Connettore Base sulla trave

Carchi portati per metro quadrato
 Perm. strutturali $G_{k,1} = 2.37 \text{ kN/m}^2$
 Perm. non strutturali $G_{k,2} = 2.00 \text{ kN/m}^2$
 Accidentali $Q_k = 3.00 \text{ kN/m}^2$

Carchi totali a metro lineare
 Totali Sle comb. iniz. $F_d = 3.69 \text{ kN/m}$
 Totali Sle comb. fin. $F_d = 2.64 \text{ kN/m}$
 Totali Slu $F_d = 5.09 \text{ kN/m}$

RISULTATI DELLE VERIFICHE

Connettore tipo CTL BASE 12/ 70
 Spaziatura variabile - ai quarti estremi della trave 15.3 cm
 - nella metà centrale della trave 30.6 cm
 Numero connettori: - per trave 37 - a metro quadro 9.74
 Beff: 50.0 cm $M = 36.76 \text{ kNm}$ $EJ_{t0} = 12142.2 \text{ kNm}^2$
 Btav: 22.0 cm $V = 19.35 \text{ kN}$ $EJ_{tinf} = 6439.3 \text{ kNm}^2$

Verifiche SLU a tempo ZERO
 CLS - tensione sup. $\sigma_{c,max} = 7.30 <= 15.87 \text{ N/mm}^2$
 CLS - tensione inf. $\sigma_{c,min} = -1.79 \text{ N/mm}^2$
 LEGNO - tensoflessione $0.63 <= 1.00$
 LEGNO - taglio $\tau_{l,max} = 0.46 <= 2.13 \text{ N/mm}^2$
 CONNETTORE - taglio $F_{con,max} = 9171 <= 9173 \text{ N}$

Verifiche SLU a tempo INFINITO
 CLS - tensione sup $\sigma_{c,max} = 6.13 <= 15.87 \text{ N/mm}^2$
 CLS - tensione inf $\sigma_{c,min} = -0.44 \text{ N/mm}^2$
 LEGNO - tensoflessione $0.65 <= 1.00$
 LEGNO - taglio $\tau_{l,max} = 0.47 <= 2.13 \text{ N/mm}^2$
 CONNETTORE - taglio $F_{con,max} = 8998 <= 9173 \text{ N}$

Verifiche SLE Freccia iniziale $Fr_{max} = 13.19 <= 16.89 \text{ mm}$
 Freccia attiva $Fr_{max} = 9.96 <= 12.60 \text{ mm}$
 Freccia totale $Fr_{max} = 17.78 <= 21.71 \text{ mm}$

Armatura corrente per trave
 $A_{inf} = 0.08 \text{ cm}^2$ nel raccordo, in basso.
 $A_{inf} = 0.00 \text{ cm}^2$ nella soletta, in basso.

Arm. trasversale
 $A_{tr} = 0.57 \text{ cm}^2/\text{m}$
 Verifica puntone: $0.09 <= 1$

Imp. stampante **STAMPA**

Calcolo di solaiο a singola orditura

Luce della trave = 760 *N.B.: Misure espresse in cm*

Figura 5: verifica

10.2 IMPALCATO ZONA C

Come impalcato zona A blocco 1

10.3 IMPALCATO ZONA D

Il primo solaio è del tipo legno calcestruzzo con connettori tecnaria. I travetti hanno sez. 13x20cm con luce di circa 400 cm e sono posti ad interasse di 50 cm con connettori tecnaria CTL 12/70 posti sulla trave (tavolato interrotto) a passo di 30 cm ovunque. La verifica è riportata di seguito.

TECNARIA Visita il sito Scarica i disegni Scarica certificati Scrivi a Tecnaria Versione 4.2

File **Dati** **Calcola** **Guida**

Riepilogo dati
 Trave puntellata
 Calcestruzzo C28/35 - Rck35
 Legno orditura C24 secondo EN338:2009
 Connettore Base sulla trave

Carchi portati per metro quadrato
 Perm. strutturali $G_{k,1} = 1.87 \text{ kN/m}^2$
 Perm. non strutturali $G_{k,2} = 1.85 \text{ kN/m}^2$
 Accidentali $Q_k = 3.00 \text{ kN/m}^2$

Carchi totali a metro lineare
 Totali Sle comb. iniz. $F_d = 3.36 \text{ kN/m}$
 Totali Sle comb. fin. $F_d = 2.31 \text{ kN/m}$
 Totali Slu $F_d = 4.67 \text{ kN/m}$

Geometria
 Spessore assito 2 cm
 Spessore isolante 0 cm
 Spessore CLS 6 cm
 Interasse travi 50 cm
 Base travi 13 cm
 Altezza travi 18 cm
 Luce travi 400 cm
 Interasse travetti cm
 Base travetti cm
 Altezza travetti cm

Carichi non strutturali e portati
 Sottofondo 1.85 kN/m²
 Pavimento 0 kN/m²
 Tramezzi 0 kN/m²
 Altri kN/m²
 Sovraccarichi ristoranti/uffici
 Variabili 3.00 kN/m²
Rapporto adm. L/freccia
 Iniziale 450
 Attiva 1: Finiture fragili
 Finale 350

Calcolo di solaio a singola orditura

 Luce della trave = 400 N.B.: Misure espresse in cm

Materiali Strutturali
 Peso spec. assito conifera Valore 4.20 kN/m³
 Peso spec. isolante polistirene, eps Valore 0.25 kN/m³
 Classe CLS strutturale C28/35 - Rck35
 Tipo di legno C24 secondo EN338:2009
 Umidità del legno <= 20%
 Tipologia connettore Base sulla trave
 Tavolato Carotato Interrotto
 Spaziatura connettori Costante Variabile

Inserimento Avanzato Caratteristiche Meccaniche
 CLS Legno Altri

Figura 6: dati di input

TECNARIA Visita il sito Scarica i disegni Scarica certificati Scrivi a Tecnaria Versione 4.2

File **Dati** **Calcola** **Guida**

Riepilogo dati
 Trave puntellata
 Calcestruzzo C28/35 - Rck35
 Legno orditura C24 secondo EN338:2009
 Connettore Base sulla trave

Carchi portati per metro quadrato
 Perm. strutturali $G_{k,1} = 1.87 \text{ kN/m}^2$
 Perm. non strutturali $G_{k,2} = 1.85 \text{ kN/m}^2$
 Accidentali $Q_k = 3.00 \text{ kN/m}^2$

Carchi totali a metro lineare
 Totali Sle comb. iniz. $F_d = 3.36 \text{ kN/m}$
 Totali Sle comb. fin. $F_d = 2.31 \text{ kN/m}$
 Totali Slu $F_d = 4.67 \text{ kN/m}$

RISULTATI DELLE VERIFICHE
 Connettore tipo CTL BASE 12/70
 Spaziatura variabile - ai quarti estremi della trave 32.7 cm
 - nella metà centrale della trave 50.0 cm
 Numero connettori: - per trave 11 - a metro quadro 5.50
 Beff: 50.0 cm $M = 9.34 \text{ kNm}$ $EJ t0 = 2141.3 \text{ kNm}^2$
 $B_{tav} = 9.0 \text{ cm}$ $V = 9.34 \text{ kN}$ $EJ tinf = 1170.1 \text{ kNm}^2$

Verifiche SLU a tempo ZERO
 CLS - tensione sup. $\sigma_{o,max} = 6.26 \leq 15.87 \text{ N/mm}^2$
 CLS - tensione inf. $\sigma_{o,min} = -7.19 \text{ N/mm}^2$
 LEGNO - tensoflessione $0.56 \leq 1.00$
 LEGNO - taglio $\tau_{l,max} = 0.52 \leq 2.13 \text{ N/mm}^2$
 CONNETTORE - taglio $F_{con,max} = 8662 \leq 9173 \text{ N}$

Verifiche SLU a tempo INFINITO
 CLS - tensione sup. $\sigma_{o,max} = 4.97 \leq 15.87 \text{ N/mm}^2$
 CLS - tensione inf. $\sigma_{o,min} = -5.16 \text{ N/mm}^2$
 LEGNO - tensoflessione $0.60 \leq 1.00$
 LEGNO - taglio $\tau_{l,max} = 0.56 \leq 2.13 \text{ N/mm}^2$
 CONNETTORE - taglio $F_{con,max} = 9167 \leq 9173 \text{ N}$

Verifiche SLE
 Freccia iniziale $F_r \max = 5.23 \leq 8.89 \text{ mm}$
 Freccia attiva $F_r \max = 3.69 \leq 8.00 \text{ mm}$
 Freccia totale $F_r \max = 6.58 \leq 11.43 \text{ mm}$

Armatura corrente per trave
 $A_{inf} = 0.81 \text{ cm}^2$ nel raccordo, in basso.
 $A_{inf} = 0.00 \text{ cm}^2$ nella soletta, in basso.

Arm. trasversale
 $A_{tr} = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$
 Verifica puntone: $0.04 \leq 1$

Calcolo di solaio a singola orditura

 Luce della trave = 400 N.B.: Misure espresse in cm

Imp. stampante **STAMPA**

Figura 7: verifica

Identico al primo solaio.

12 COPERTURA ZONA 5

12.1 TRAVETTI

Come zona 2 blocco 1.

12.2 TRAVE DI COLMO

Campata singola $L=420$ cm, sez. 24×34 cm

$G_1+G_2=(0.55+1.45) \cdot 4.2+0.3=8.7$ KN/m

$Q=1.2 \cdot 4.2=5.04$ KN/m

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE							
luce fra gli appoggi		$l=$	4,2	m			
interasse tra le travi		$i=$	1	m			
CARICHI							
classe di servizio			1	K_{mod}		elementi posti all'interno di fabbricati	
1) carichi permanenti		$G_{k1}=$	8,7	KN/mq	0,6	(il p.p. delle travi si intende compreso nel valore assegnato a G_k)	
2) carichi di lunga durata		$Q_{k2}=$	0	KN/mq	0	(sovraccarichi variabili relativi a magazzini e depositi)	
3) carichi variabili di media durata		$Q_{k3}=$	0	KN/mq	0	(sovraccarichi variabili)	
4) carichi variabili di breve durata		$Q_{k4}=$	5,04	KN/mq	0,9	(neve a seconda della posizione geografica)	
COMBINAZIONI DI CARICO ALLO SLU							
	G_{k1}	Q_{k2}	Q_{k3}	Q_{k4}			
A)	1,3	1,5	1,05	1,05			
B)	1,3	1,05	1,5	1,05			
C)	1,3	1,05	1,05	1,5			
D)	1,3	0	0	0			
PDS PER LE VARIE COMBINAZIONI ALLO SLU							
	q (KN/m)	M (KNm)	T (KN)				
A)	16,60	36,61	34,86				
B)	16,60	36,61	34,86				
C)	18,87	41,61	39,63				
D)	11,31	24,94	23,75				
CARATTERISTICHE DEL MATERIALE							
legno	M	L o M		C24			
coeff. di sicurezza del materiale				$Y_m=$	1,5		
VALORI DI RESISTENZA ALLO SLU							
			comb.A)	comb.B)	comb.C)	comb.D)	
		valori di K_{mod}	0,9	0,9	0,9	0,6	
valori caratteristici		valori di progetto					
$f_{m,k}$ (Mpa)	24	$f_{m,y,d}$ (Mpa)	14,40	14,40	14,40	9,60	flessione
$f_{c,90,k}$ (Mpa)	2,5	$f_{c,90,d}$ (Mpa)	1,50	1,50	1,50	1,00	compressione perpendicolare alla fibratura
$f_{v,k}$ (Mpa)	2,5	$f_{v,d}$ (Mpa)	1,50	1,50	1,50	1,00	taglio
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IMPIEGATA							
base della sezione		$b=$	240	mm			
altezza della sezione in campata		$h_m=$	340	mm			
altezza della sezione all'appoggio		$h_a=$	340	mm			
profondità appoggio		$p=$	120	mm			
modulo di resistenza in mezzeria		$W=$	4624000	mm ³			
area all'appoggio		$A=$	81600	mm ²			
VERIFICHE DI RESISTENZA A FLESSIONE E TAGLIO PER LE VARIE COMBINAZIONI ALLO SLU							
	$f_{m,y,d}$ (Mpa)	$\sigma_{m,d}$ (Mpa)		$f_{v,d}$ (Mpa)	$\tau_{m,d}$ (Mpa)		
A)	14,40	7,92	verificato	1,50	0,64	verificato	
B)	14,40	7,92	verificato	1,50	0,64	verificato	
C)	14,40	9,00	verificato	1,50	0,73	verificato	
D)	9,60	5,39	verificato	1,00	0,44	verificato	

Figura 8: verifica allo SLU

CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO			
carico permanente		G=	8,7 KN/mq
carico variabile		Q=	5,04 KN/mq
GEOMETRIA			
interasse travi		i=	1 m
pendenza		α =	0 gradi
		α =	0,00 radianti
lunghezza in orizzontale		l=	4,2 m
CARICHI SULLA TRAVE PORTATA IN ORIZZONTALE			
carico permanente		g=	8,70 KN/m
carico variabile		qn=	5,04 KN/m
CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE			
B=	240	mm	
H=	340	mm	altezza media
A=	81600	mm ²	
J=	786080000,00	mm ⁴	
χ (fattore di taglio)=	1,20		
CARATTERISTICHE DEL MATERIALE			
$E_{0,mean}$ (Mpa)	11000		
$E_{0,05}$ (Mpa)	7400		
G_{mean} (Mpa)	690		
FRECCIA VALUTATA PER UN CARICO FITTIZIO DI 1KN/m			
f flessionale=	0,47	mm	
f tagliante=	0,05	mm	
f totale=	0,52	mm	
VERIFICHE FRECCIA ISTANTANEA PER I CARICHI APPLICATI			
$U_{1,ist}$ (permanente)	4,49	mm	freccia istantanea per carichi permanenti
$U_{2,ist}$ (variabile)	2,60	mm	freccia istantanea per carichi variabili
$L/U_{2,ist}$ =	1616		accettabile limite 1/300
VERIFICA DELLA FRECCIA TOTALE FINALE PER I CARICHI APPLICATI			
classe di servizio	1		
K_{def} =	0,6		
$\psi_{2,i}$ =	0		
$U_{1,fin}$ (permanente)=	7,18	mm	freccia finale per carichi permanenti
$U_{2,fin}$ (variabile)=	2,60	mm	freccia finale per carichi variabili
$L/U_{2,fin}$ =	1616		accettabile limite 1/200
U_0 =	0	mm	valore dell'eventuale controfreccia
$U_{net,fin}=U_{1,fin}+U_{2,fin}-U_0$ =	9,78	mm	
$L/U_{net,fin}$ =	430		accettabile

Figura 9: verifica allo SLE

12.3 FISSAGGIO COLMO ALLE CAPRIATE

La massima reazione di appoggio verticale vale $V_s = ((1.3 \cdot 0.55 + 1.5 \cdot 1.45 + 1.5 \cdot 1.2) \cdot 4.2 + 1.3 \cdot 0.3) \cdot 4.2 / 2 = 42.18$ KN

Per il fissaggio al monaco si adoperano delle squadrette a scomparsa tipo ALUMIDI280 fissata al monaco con 54 viti LBS 5x70; il colmo è fissato alla squadretta con 7 spinotti autoforanti SBD-7.5x175.

Connessioni con staffe a scomparsa AluMINI - AluMIDI - AluMAXI

Metodo di calcolo: sperimentale Rothoblaas
ETA.09/0361

Azione di taglio di progetto (Fv,d): 45 KN

Trave principale: base (B) x altezza (H): 240 x 600 mm

Angolo trave principale (α): 0°

Trave secondaria: base (b) x altezza (h): 240 x 340 mm

Angolo trave secondaria (β): 0°

Staffa ALUMIDI senza fori

MIDI 160
MIDI 200
MIDI 240
MIDI 280 (da barra ALUMIDI/2200)
MIDI 320 (da barra ALUMIDI/2200)
MIDI 360 (da barra ALUMIDI/2200)
MIDI 400 (da barra ALUMIDI/2200)

Fissaggio ali a trave principale

Tipo fissaggio: LBS 5,0x 70 (Vite)

Fissaggio totale / Fissaggio parziale

Fissaggio anima a trave secondaria

Tipo fissaggio: Spinotto autoforante SBD 7,5 mm

Numero fissaggi: 7 (Spinotto autoforante SBD 7,5 mm)

Lunghezza fissaggi: SBD - 7,5x175

Interasse: (i) 43 mm

Distanza da bordi staffa: (ds) 12 (di) 12 mm

Eccentricità: (e) 86 mm

Staffa inclinata ...

Reset

DATI DI INGRESSO:			
Azione di taglio di progetto (Fv,d)	T	45	KN
Classe di servizio	cl	1	
Classe di durata carico dominante	tq	breve	
Coefficiente kmod	kmod	0,9	
Coefficiente sicurezza connessione	γM	1,3	
Qualità trave principale		Massiccio C24	
Massa volumica legno principale	pk	350	Kg/m³
Base trave principale	B	240	mm
Altezza trave principale	H	600	mm
Angolo posa trave principale	α	0,00	°
Qualità trave secondaria		Massiccio C24	
Massa volumica legno secondaria	pk	350	Kg/m³
Base trave secondaria	b	240	mm
Altezza trave secondaria	h	340	mm
Angolo posa trave secondaria	β	0,00	°

RIEPILOGO SINTETICO RISULTATI:

Resistenza caratteristica risultante a taglio STAFFA	RkALU	71,77	KN
Resistenza di design risultante a taglio STAFFA	RdALU	49,69	KN
Verifica globale staffa ALU		0,91	VERIFICATO

Classe servizio: 1 Classe durata carico: breve Coeff. parziali di sicurezza

Figura 10: sintesi della verifica del fissaggio

La verifica dettagliata è riportata in allegato.

Il dettaglio effettivo sarà diverso in quanto dovrà esserci la connessione del monaco con i puntoni ma la sostanza della verifica non cambia.

12.4 FISSAGGIO TRAVETTI AL COLMO

Identici a quelli del blocco 1 zona 2.

12.5 CAPRIATA

Identica a quella del blocco 1 zona 2.

13 ANALISI SISMICA

13.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO

nome del modello: 1029_museo_blocco_2

L'edificio è stato studiato nella sua completezza modellando le porzioni di maschi murari continui dalle fondazioni alla copertura (al netto quindi delle aperture) con elementi monodimensionali, collegati a livello dei solai dai cordoli e negli angoli da elementi infinitamente rigidi privi di peso.

Operando a favore di sicurezza le fasce soprafinestra e sottofinestra sono state svincolate alle estremità e pertanto il comportamento dei maschi si avvicina a quello di un sistema a mensole non accoppiate; nella realtà le sollecitazioni saranno inferiori perché i cordoli contribuiscono alla resistenza del telaio.

Nei maschi non si sono inseriti dei conci rigidi alle estremità per simulare l'irrigidimento dato dalla presenza delle fasce soprafinestra e sottofinestra.

Il solaio di piano è modellato come piano rigido per la presenza di una soletta in calcestruzzo dello spessore minimo di 5 cm ovunque. La copertura per semplicità di modellazione è stata considerata orizzontale alla quota di imposta ed è stato studiato il modello sia con copertura assimilabile a piano rigido sia a piano deformabile.

La modellazione effettuata si basa su telai equivalenti in cui si considerano solo le porzioni dei maschi murari continui dalle fondazioni alla copertura come indicato al §C.7.8.2.1 con comportamento dei maschi come mensole ad eccezione dei maschi d'angolo e interni con intersezioni per i quali ci sono connessioni rigide.

Tutte le fasce di piano sono state svincolate a flessione agli estremi.

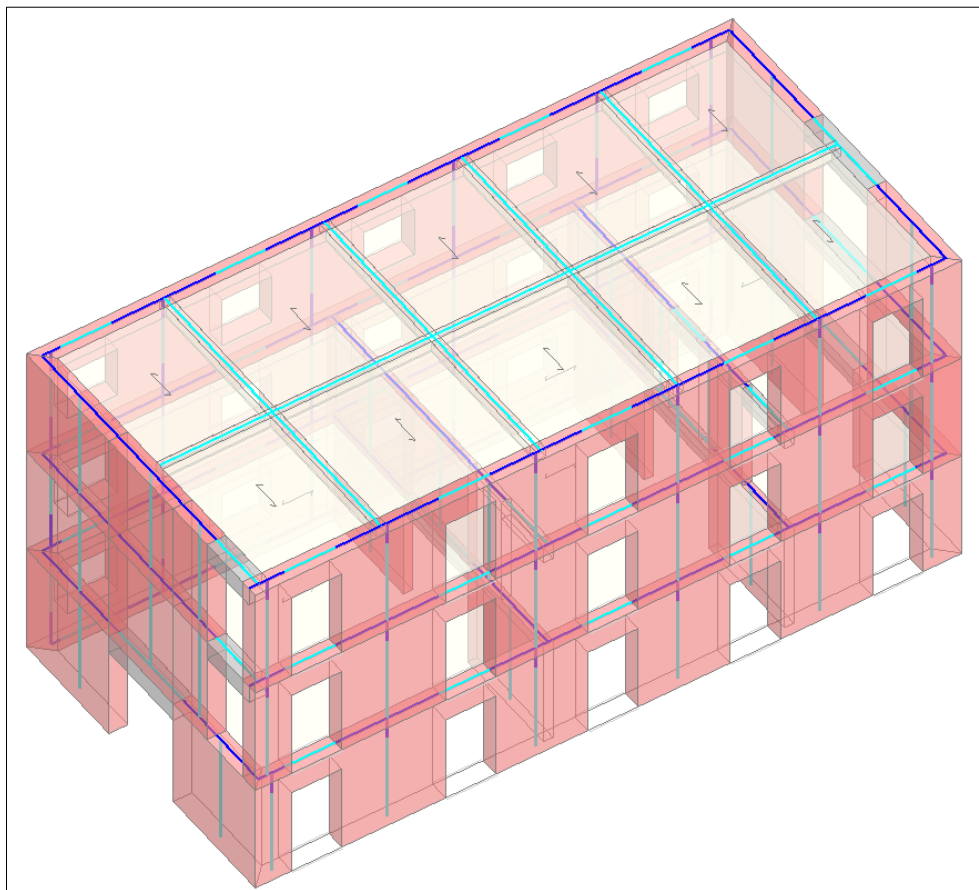


Figura 11: vista solida del modello a telaio equivalente

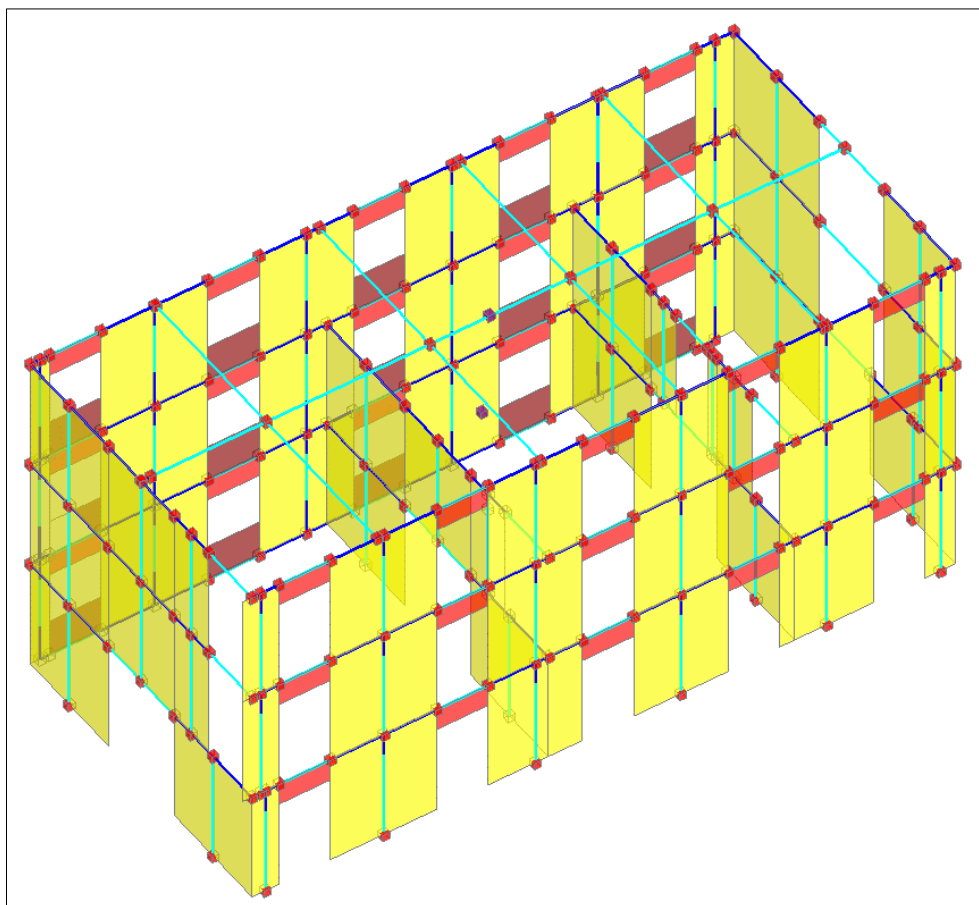


Figura 12: vista unifilare del modello a telaio equivalente

13.2 PARAMETRI DI CALCOLO

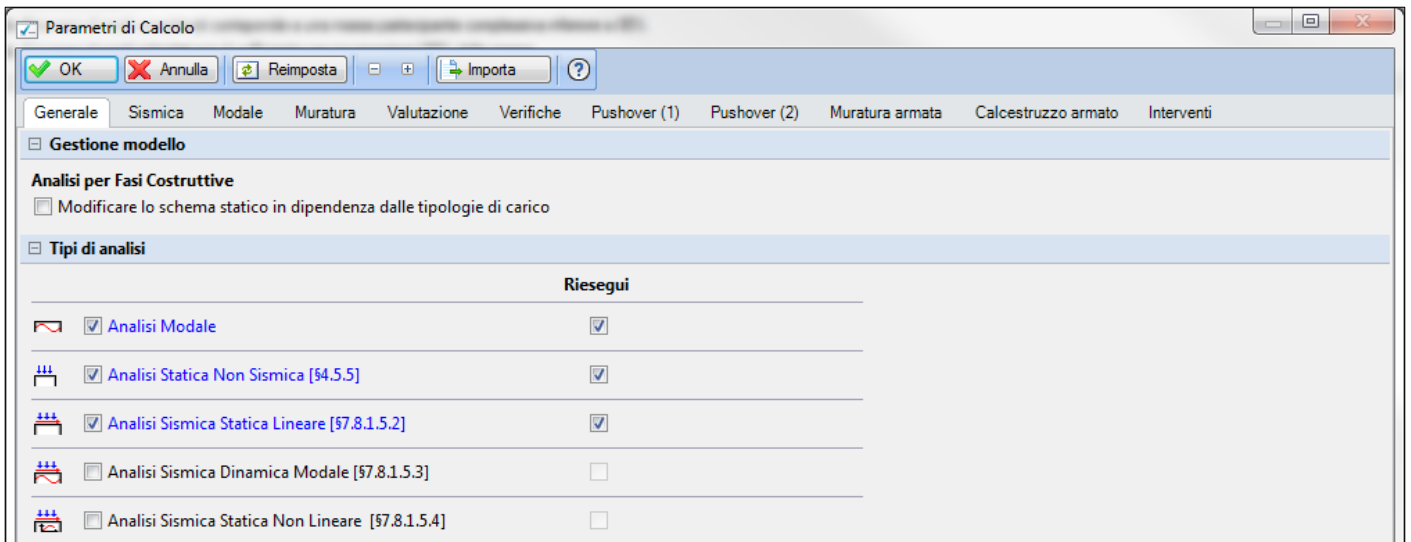


Figura 13: parametri di analisi

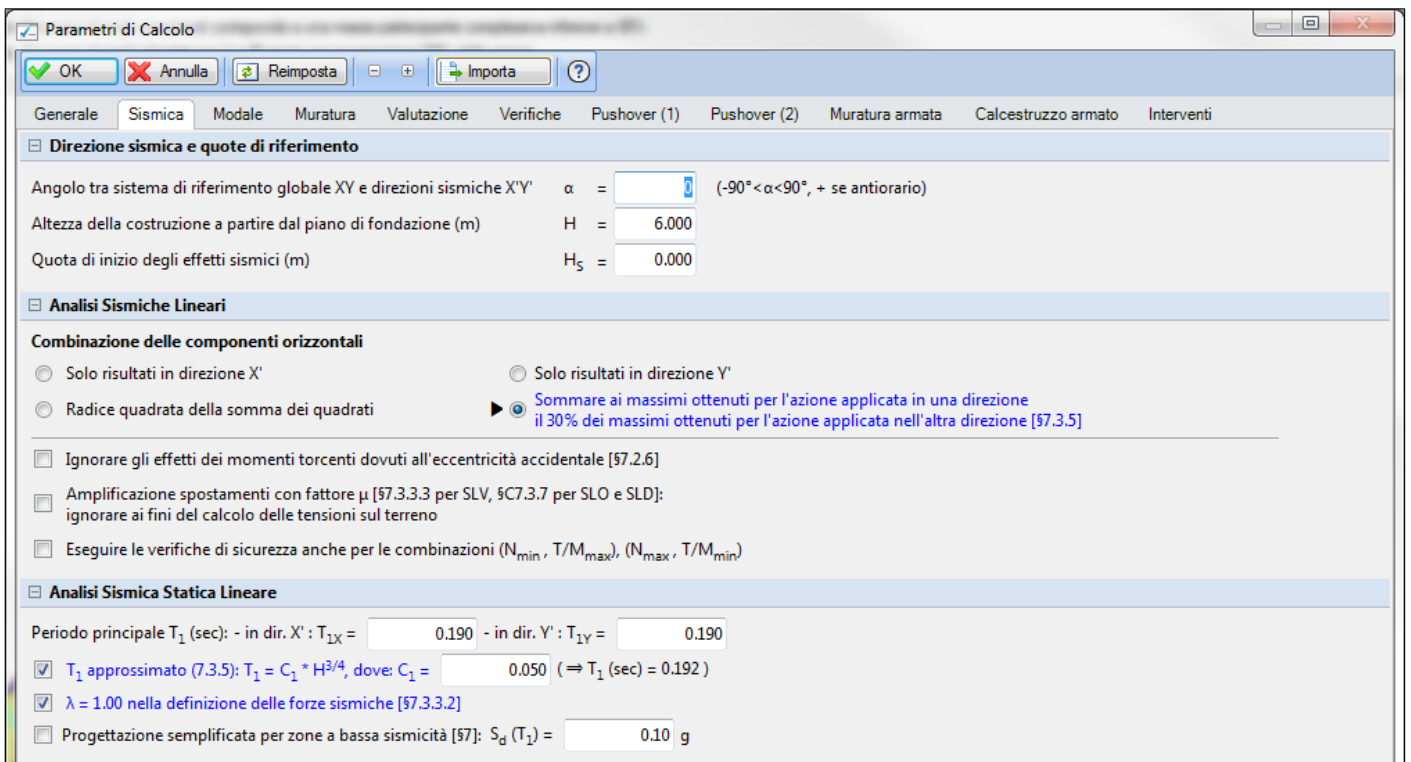


Figura 14: parametri di verifica

Parametri di Calcolo

OK Annulla Reimposta Importa ?

Generale Sismica Modale Muratura Valutazione Verifiche Pushover (1) Pushover (2) Muratura armata Calcestruzzo armato Interventi

Tipo di edificio

Muratura

Muratura Ordinaria

Muratura Armata con Progettazione in Capacità [§7.8.1.7]

Edificio

Edificio Nuovo con verifica di Robustezza [§3.1.1]

Edificio Esistente

Coefficienti parziali di sicurezza

In analisi statica [§4.5.6.1] $\gamma_{M1} =$

In analisi sismica [§7.8.1.1] $\gamma_{M2} =$ (secondo normativa: $\gamma_{M2} \geq 0.8\gamma_{M1}$; $\gamma_{M2} \geq 2.00$)

Maschi murari

Contributo rigidità trasversale

Assemblaggio rigidità flessionale (EJ) per elementi contigui

Comportamento muratura

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.2]

Stress-block, con $M_U = (I^2 t \sigma_0 / 2) * [1 - (\sigma_0 / 0.85 f_d)]$ [§7.8.2.2.1]

Parabola-rettangolo, con M_U da dominio di resistenza N-M (sempre usato per sezioni di muratura armata o consolidata con FRP / CAM / Reticolatus)

deformazione di inizio tratto plastico $\epsilon_{m2} =$ (%)

deformazione ultima $\epsilon_{mu} =$ (%)

Per murature esistenti: coefficienti correttivi [Tab. C8A.2.2]

Per 2 o più coefficienti correttivi dei parametri meccanici applicati contemporaneamente:

Sommare gli effetti rispetto al valore di riferimento del parametro

Amplificare gli effetti moltiplicando i coefficienti correttivi

Figura 15: parametri di verifica

Parametri di Calcolo

OK Annulla Reimposta Importa ?

Generale Sismica Modale Muratura Valutazione Verifiche Pushover (1) Pushover (2) Muratura armata Calcestruzzo armato Interventi

Per maschi murari

Verifica in sommità nelle Analisi Lineari:

in nessun caso **in tutti i piani, tranne l'ultimo** in tutti i casi

PressoFlessione Complanare

Eseguire le Verifiche a PressoFlessione Complanare [§7.8.2.2.1] Considerare la Flessione solo nei maschi snelli, aventi rapporto (h/l) superiore a: (secondo Tassios: maschi snelli se (h/l) > 2)

Taglio per Scorrimento

Eseguire le Verifiche a Taglio per Scorrimento [§7.8.2.2.2]

Modalità di calcolo della zona reagente

Distribuzione triangolare delle tensioni [EC6, §4.5.3.(6)] Zona reagente a pressoflessione (in caso di comportamento parabola-rettangolo)

Maschi in muratura ordinaria: prescindere in ogni caso dalla parzializzazione

Taglio per Fessurazione diagonale

Eseguire le Verifiche a Taglio per Fessurazione diagonale [§8.7.1.5] Per muratura nuova, in Analisi lineare: $\tau_0 = f_{vm0}$ in analogia con la muratura esistente, anziché: $\tau_0 = f_{vk0}$

PressoFlessione Ortogonale

Analisi Statica [§4.5.6.2]	Analisi Sismiche Lineari [§7.8.2.2.3]	Analisi Pushover [§7.8.2.2.3]
<input checked="" type="checkbox"/> Con azioni da modello di calcolo 3D	<input checked="" type="checkbox"/> Con azioni da modello di calcolo 3D	<input checked="" type="checkbox"/> Con azioni da modello di calcolo 3D
<input type="checkbox"/> Metodo semplificato [§4.5.5, §4.5.6.2] (ipotesi di parete incernierata a livello dei piani)	<input checked="" type="checkbox"/> Con azioni convenzionali [§7.2.3] (forze equivalenti per elementi non strutturali)	
<input type="checkbox"/> Eseguire le Verifiche solo in mezzeria		
<input type="checkbox"/> Riduzione della resistenza per gli effetti di instabilità		
<input checked="" type="checkbox"/> Considerare sempre eccentricità minima (h/200)		

Figura 16: parametri di verifica

Parametri di Calcolo

OK Annulla Reimposta Importa ?

Generale Sismica Modale Muratura Valutazione Verifiche Pushover (1) Pushover (2) Muratura armata Calcestruzzo armato Interventi

Acciaio

Per: maschi e fasce di edificio in muratura armata nuova, oppure: fasce di piano in muratura ordinaria armate [p.es. con armatura da architravi (intrad.) e/o cordoli (estrad.)]

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.3]

Modello: elastico - perfettamente plastico (tensioni in N/mm², deformazioni in ‰)

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450$

Limite per la deformazione ultima $\epsilon_{ud} = 10.00$ Modulo di elasticità $E_s = 210000$

Armatura

verticale: Φ_{min} barre: 5 mm.

orizzontale (nei giunti): Tipo di traliccio: Traliccio generico

Sezione totale del traliccio A_{sw} (mm²) = 100 Distanza verticale tra livelli di armatura (≤ 600 mm [§4.5.7]) = 320

f_{yk} per l'armatura orizzontale = 450.0

Coefficiente parziale di sicurezza γ_s [§4.1.2.1.1.3] = 1.15

Opzioni per Verifiche di resistenza

Pressoflessione

Contributo dell'armatura compressa (ipotesi di acciaio reagente a compressione)

Taglio

$V_t = V_{tM} = (d t f_{yd})$, senza considerare il contributo delle armature a taglio [§4.5.7]

$V_t = V_{tM} + V_{tS} = (d t f_{yd}) + (0.6 d A_{sw} f_{yd}) / s$, con: $V_t \leq 0.3 f_d t d$ [§7.8.3.2.2]

Figura 17: parametri di verifica

OK Annulla Reimposta Importa ?

Struttura Pericolosità Stati Limite Suolo Componenti

Probabilità di superamento P_{VR}

Probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R per ciascun Stato Limite (Tab. 3.2.1):

Stati Limite	P.VR (%)	T.R (anni)
SLE: SLO	81	30
SLE: SLD	63	50
SLU: SLV	10	475
SLU: SLC	5	975

$V_R = 50$ anni, $T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$

Parametri di Spettro

a_g, F_o, T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascun Stato Limite, e altri parametri di spettro [§3.2.3]:

Stati Limite	T.R (anni)	a_g (g)	F_o	T_C^* (sec)	S,S	C,C
SLE: SLO	30	0.056	2.471	0.240	1.500	1.682
SLE: SLD	50	0.075	2.468	0.252	1.500	1.655
SLU: SLV	475	0.217	2.419	0.322	1.385	1.526
SLU: SLC	975	0.294	2.421	0.340	1.273	1.499

Spettro di risposta: componente orizzontale

Spettro elastico

Smorzamento viscoso $\xi = 5$ (%) $\Rightarrow \eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} = 1.000$

Spettro di progetto - SLD

Fattore di comportamento $q = 1.500 \Rightarrow \eta = 1/q = 0.667$

Spettro di progetto - SLV/SLC

Fattore di comportamento $q = 2.500 \Rightarrow \eta = 1/q = 0.400$

- α_0 / α_1 (secondo §7.8.1.3: 1.50) = 1.25 $\Rightarrow q_0 = 3.125$

Regolarità in altezza $\Rightarrow K_R = 0.80$. Secondo Normativa: $q = q_0 * K_R = 2.500$

- Da Analisi Pushover: q non disponibile

- Secondo §7.3.1: $q \leq 3.928$

Spettro di risposta: componente verticale

$S_s = 1.000, S = 1.000$

periodi (sec): $T_B = 0.050, T_C = 0.150, T_D = 1.000$

Spettro elastico

$\xi = 5\% \Rightarrow \eta = 1.000$

Spettro di progetto - SLD

$q = 1.500 \Rightarrow \eta = 0.667$

Spettro di progetto - SLV/SLC

$q = 1.500 \Rightarrow \eta = 0.667$

Figura 18: parametri di calcolo

▲ Generale	
Nome	Muratura nuova
Tipologia	Elementi di laterizio semipieni
▲ Proprietà meccaniche	
w	15.00
E	5300
G	2120
f,k	5.300
f,tm	0.757
f,vk0	0.200
f,hk	2.650
Coefficiente d'attrito	0.40
α	0.000010
▲ Blocchi e malta	
f,bk	10
f,bk	2
f _{m,m}	10

Figura 19: parametri di verifica

▲ Armatura		▲ Armatura	
As xy	1256	As xy	628
As xz	1256	As xz	628
Copriferro xy	120	Copriferro xy	120
Copriferro xz	250	Copriferro xz	120
Staffe Asw xy		Staffe Asw xy	
Staffe Asw xz		Staffe Asw xz	

Figura 20: parametri di verifica per le pareti armate lungo x (sx) e per quelle lungo y (dx)

13.3 VERIFICHE ALLO SLV-IPOTESI DI PIANO DI COPERTURA DEFORMABILE

In questo modello è importante la resistenza fuori piano delle murature al piano primo in quanto le azioni ortogonali al piano non vengono trasferite ai maschi ortogonali. I maschi del piano primo per le azioni ortogonali funzionano come delle mensole incastrate sul cordolo del primo solaio e la resistenza è data dalle armature.

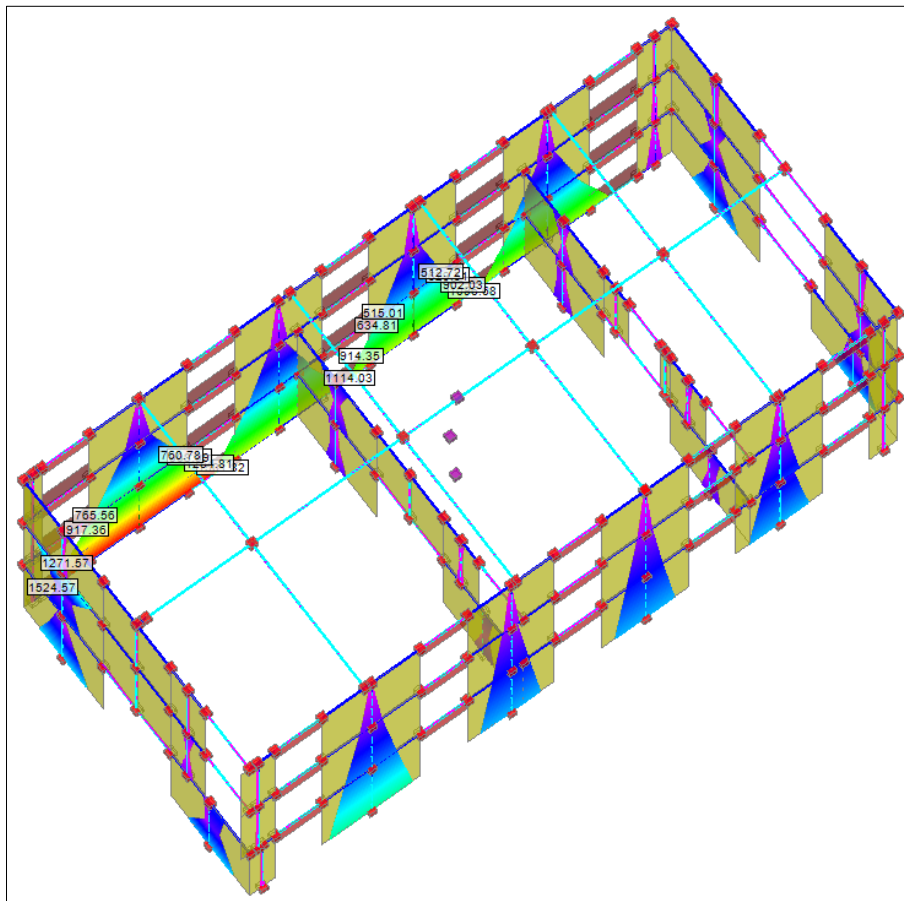


Figura 21: involufo flessione complanare allo SLV

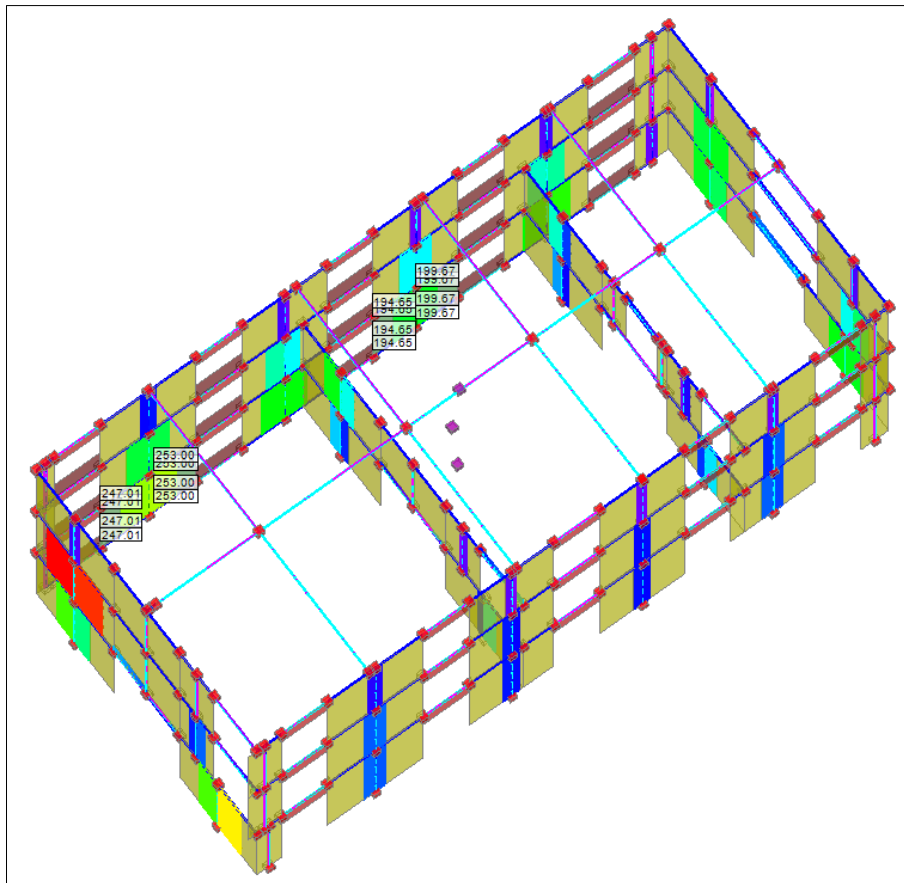


Figura 22: involufo taglio complanare allo SLV

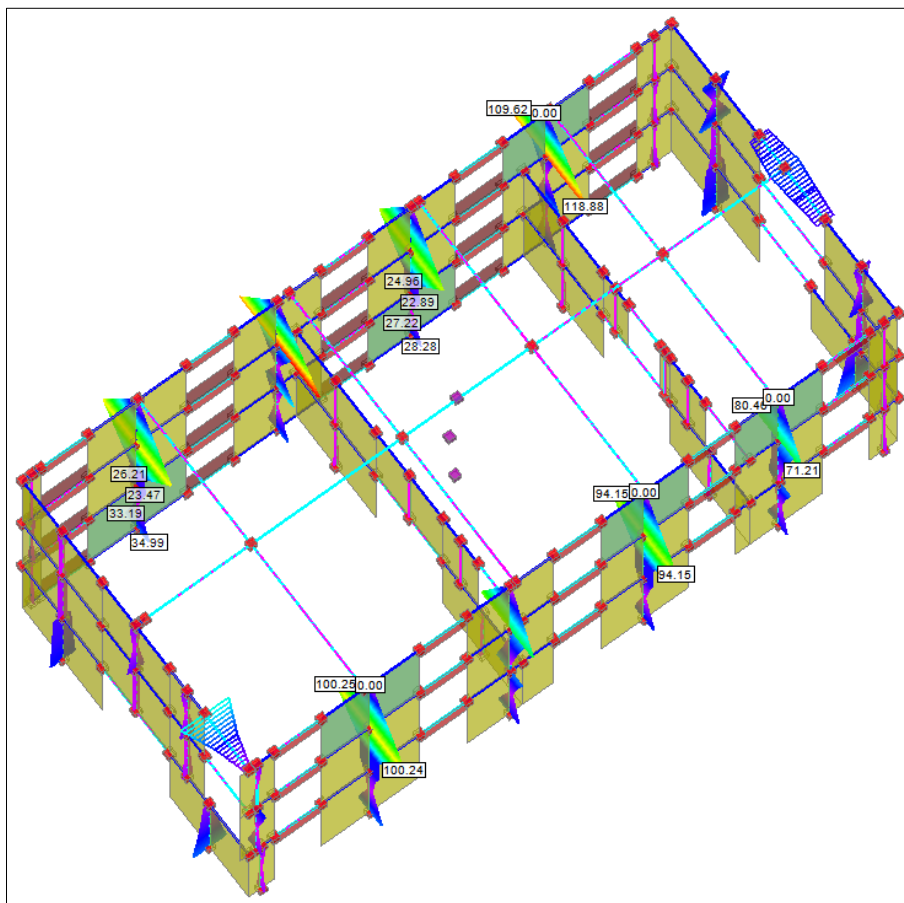


Figura 23: involufo flessione fuori piano

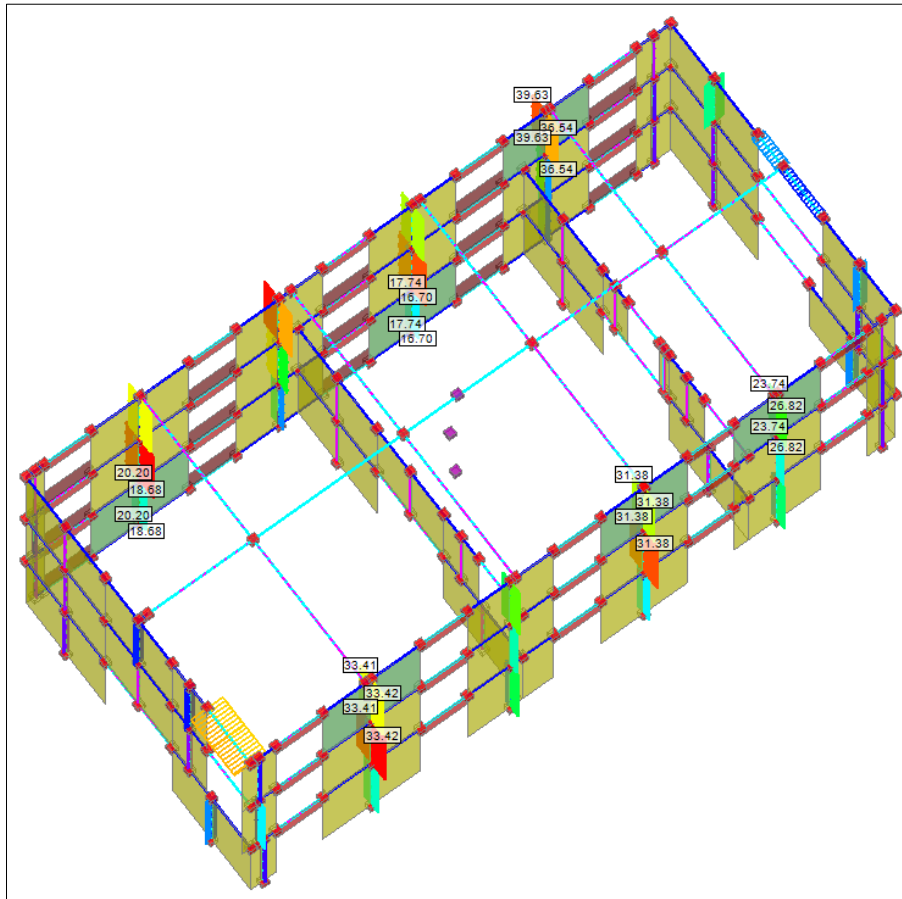


Figura 24: involucro taglio fuori piano

Analisi Sismica, Statica Lineare (D.M.17.1.2018)- Nuovo edificio

Analisi Sismica Statica Lineare [§7.8.1.5.2]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifica di Resistenza (RES)
Ed.nuovo, CU II: obbligatoria

Pressofless. complanare [§7.8.2.2.1]	1.021	100%
Taglio scorrimento [§7.8.2.2.2]	1.020	100%
Taglio fessuraz. diag. [§C8.7.1.5]	1.571	100%
Pressofless. ortog. (da modello 3D) [§7.8.2.2.3]	1.407	100%
Pressofless. ortog. [§7.2.3, §7.8.2.2.3]	>> 1	100%

SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1, §7.2.5]

SLE di Danno (SLD)
Verifica di Rigidezza (RIG)
Ed.nuovo, CU II: obbligatoria

$(q^*d_r / h)_{max}$ (per mille; deve essere: ≤ 3) = 1.849

Coefficiente di sicurezza $(= 3 / (q^*d_r / h)_{max}) =$ **1.622**

Coefficienti di sicurezza per verifiche da azione sismica in input:
verde: soddisfatte per tutti gli elementi: $(zeta)_E \geq 1.000$
rosso: non soddisfatte per uno o più elementi: $(zeta)_E < 1.000$

Confronto fra Capacita' e Domanda - Indicatori di rischio
Valore obiettivo di $(zeta)_E = 1.000$

VN = 50 anni, PGA,DLV = 0.301 g - TR,DLV = 475 anni - P,VR, DLV = 10 %
Indicatori di rischio $(zeta)_E, SLV$

PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PVR,CLV (%)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	VN,CLV (anni)
Verifica di Resistenza nel piano					
0.306	504	9.445	1.017	1.061	53
Verifica di Resistenza fuori piano					
0.433	1785	2.762	1.439	3.758	188
Capacita' limite in fondazione					
<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

PGA,DLD = 0.113 g - TR,DLD = 50 anni - P,VR, DLD = 63 %
Indicatori di rischio $(zeta)_E, SLD$

PGA,CLD (g)	TR,CLD (anni)	PVR,CLD (%)	PGA,CLD / PGA,DLD	TR,CLD / TR,DLD	VN,CLD (anni)
Verifica degli Spostamenti					
0.188	137	30.668	1.679	2.740	14

Valori assenti: comportamenti non analizzati
Indicatori in grigio: comportamenti da non considerare (cfr. §7.3.6, Tab.7.3.III)
Per la verifica complessiva dell'edificio: consultare Report, Indicatori di rischio sismico

Vai a: SLD RES, SLO RIG Chiudi

Figura 25: report delle verifiche allo SLV ed allo SLD

13.4 VERIFICHE ALLO SLV-IPOTESI DI PIANO DI COPERTURA RIGIDO

In questo modello le azioni ortogonali al piano vengono trasferite ai maschi ortogonali.

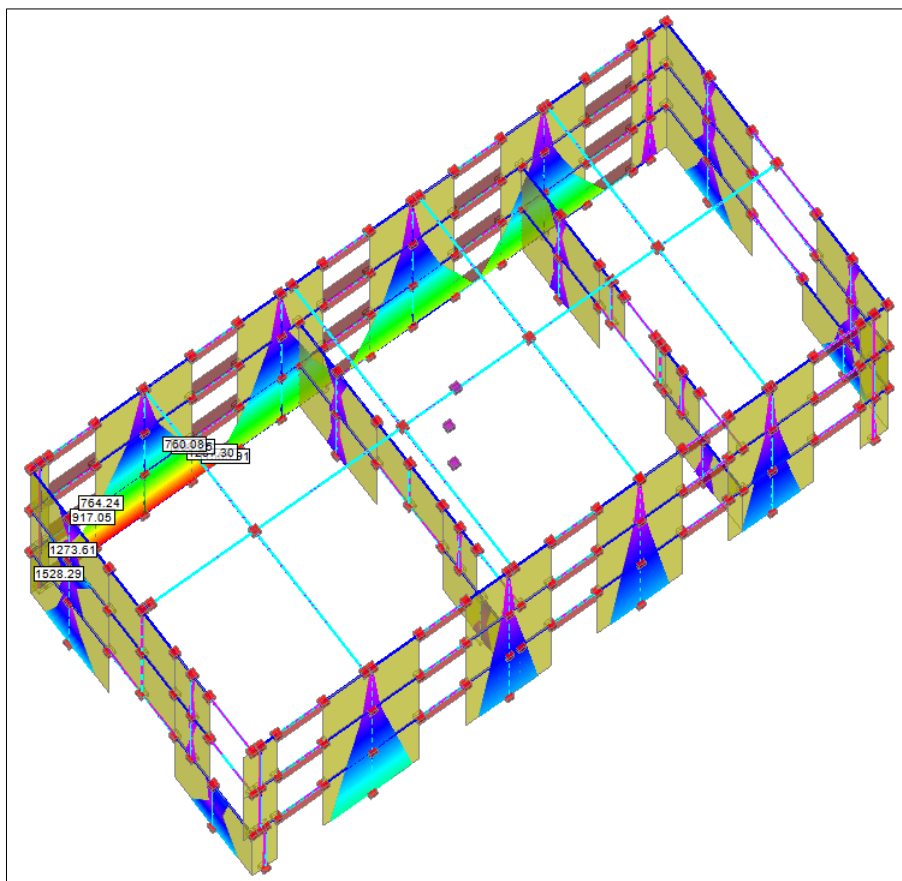


Figura 26: involucro flessione complanare

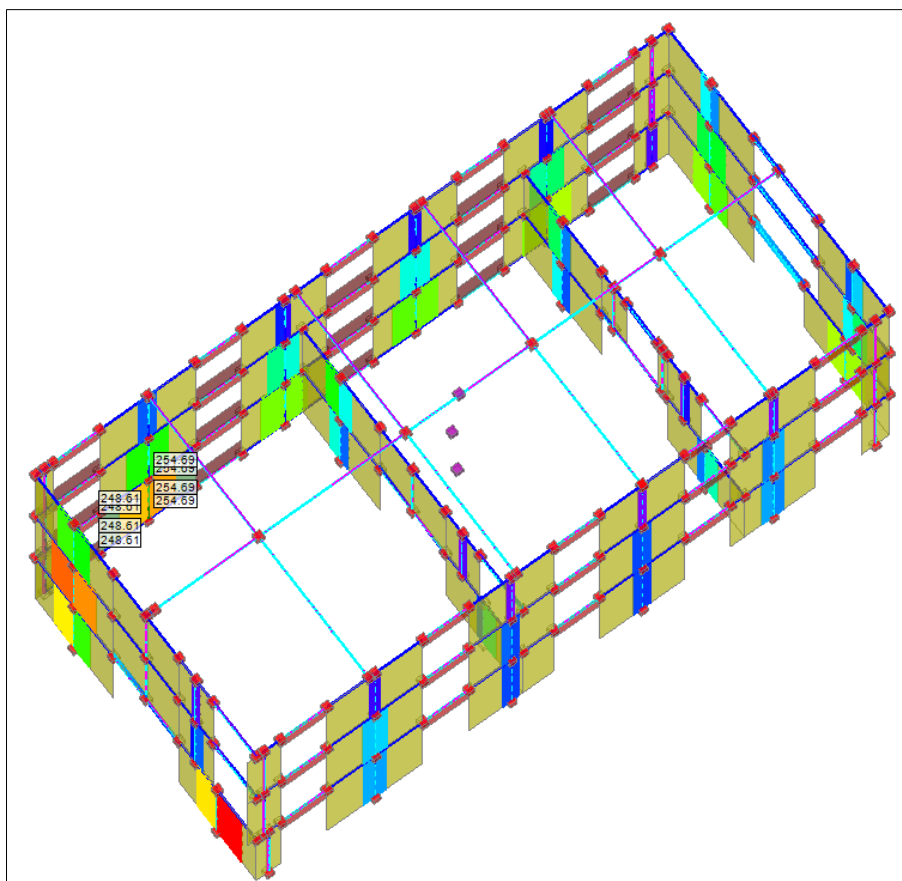


Figura 27: involucro taglio complanare

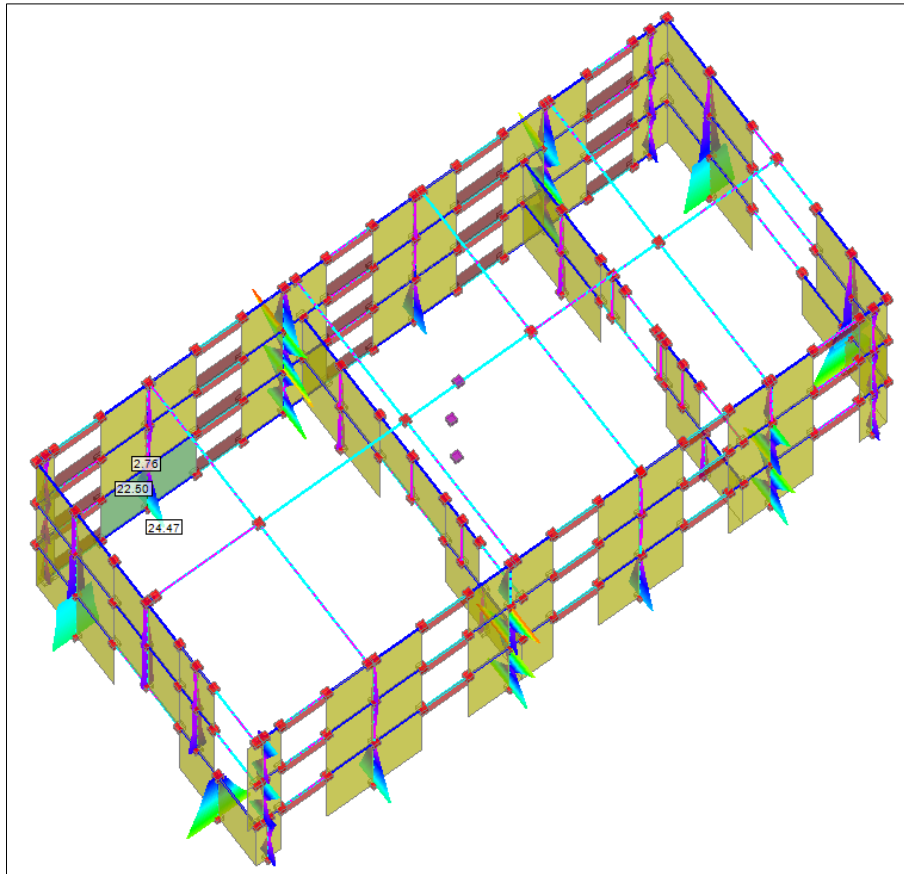


Figura 28: involucro flessione ortogonale

Analisi Sismica, Statica Lineare (D.M.17.1.2018)- Nuovo edificio

Analisi Sismica Statica Lineare [§7.8.1.5.2]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

SLV di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifica di Resistenza (RES)
Ed.nuovo, CU II: obbligatoria

Pressofless. complanare [§7.8.2.2.1]	1.020	100%
Taglio scorcimento [§7.8.2.2.2]	1.298	100%
Taglio fessuraz. diag. [§C8.7.1.5]	1.998	100%
Pressofless. ortog. (da modello 3D) [§7.8.2.2.3]	3.229	100%
Pressofless. ortog. [§7.2.3, §7.8.2.2.3]	>> 1	100%

SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scomiamento sul piano di posa [§6.4.2.1, §7.2.5]

SLE di Danno (SLD)
Verifica di Rigidezza (RIG)
Ed.nuovo, CU II: obbligatoria

$(q^*d_r / h)_{max}$ (per mille'; deve essere: ≤ 3) = 0.642

Coefficiente di sicurezza ($= 3 / (q^*d_r / h)_{max}$) = **4.673**

Coefficienti di sicurezza per verifiche da azione sismica in input:
verde: soddisfatte per tutti gli elementi: (zeta),E \geq 1.000
rosso: non soddisfatte per uno o più elementi: (zeta),E $<$ 1.000

Confronto fra Capacità e Domanda - Indicatori di rischio
Valore obiettivo di (zeta,E) = 1.000

VN = 50 anni, PGA,DLV = 0.301 g - TR,DLV = 475 anni - P,VR, DLV = 10 %
Indicatori di rischio (zeta,E),SLV

PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PVR,CLV (%)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	VN,CLV (anni)
0.306	504	9.445	1.017	1.061	53

Verifica di Resistenza nel piano

PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PVR,CLV (%)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	VN,CLV (anni)
0.462	≥ 2475	2	1.535	5.211	261

Verifica di Resistenza fuori piano

PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PVR,CLV (%)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	VN,CLV (anni)
0.462	≥ 2475	2	1.535	5.211	261

Capacità limite in fondazione

PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PVR,CLV (%)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	VN,CLV (anni)
<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

PGA,DLD = 0.113 g - TR,DLD = 50 anni - P,VR, DLD = 63 %
Indicatori di rischio ((zeta,E),SLD)

PGA,CLD (g)	TR,CLD (anni)	PVR,CLD (%)	PGA,CLD / PGA,DLD	TR,CLD / TR,DLD	VN,CLD (anni)
0.462	≥ 2475	2	4.125	49.500	261

Verifica degli Spostamenti

PGA,CLD (g)	TR,CLD (anni)	PVR,CLD (%)	PGA,CLD / PGA,DLD	TR,CLD / TR,DLD	VN,CLD (anni)
0.462	≥ 2475	2	4.125	49.500	261

Valori assenti: comportamenti non analizzati
Indicatori in grigio: comportamenti da non considerare (cfr. §7.3.6, Tab.7.3.III)
Per la verifica complessiva dell'edificio: consultare Report, Indicatori di rischio sismico

Vai a: SLD RES, SLO RIG Chiudi

Figura 29: report delle verifiche

13.5 CONTROLLO: VERIFICA MANUALE DEI MASCHI MURARI

La verifica allo SLU della sezione in muratura armata può essere effettuata in analogia a quella del cemento armato, utilizzando delle proprietà differenti per i materiali come indicato in EC6 ed al §7.8.3.2.1. In particolare allo SLV:

- stress block per la compressione con profondità 0.8x;
- resistenza pari a $0.85 \cdot f_d = 0.85 \cdot 5.3/2 = 2.25$;
- deformazione massima per la muratura compressa pari a $\epsilon_m = 0.0035$;
- deformazione massima per l'acciaio teso $\epsilon_s = 0.01$

Inoltre per l'utilizzo del software del prof. Gelfi si inseriscono i seguenti parametri

- $n = E_c/E_m = 210000/5300 = 39.62$, arrotondato a 40
- $f_{cc}/f_{cd} = 1$
- gli altri parametri σ e τ non sono significativi per verifica allo SLU

13.5.1 VERIFICA DEL MASCHIO AL PT MAGGIORMENTE SOLLECITATO PER AZIONI COMPLANARI

La sollecitazione massima al piede vale $N_s = 280$ KN, $M_s = 1524$ KNm, $V_s = 253$ KN, sezione 50x285, armatura alle teste 2+2 $\phi 20$.

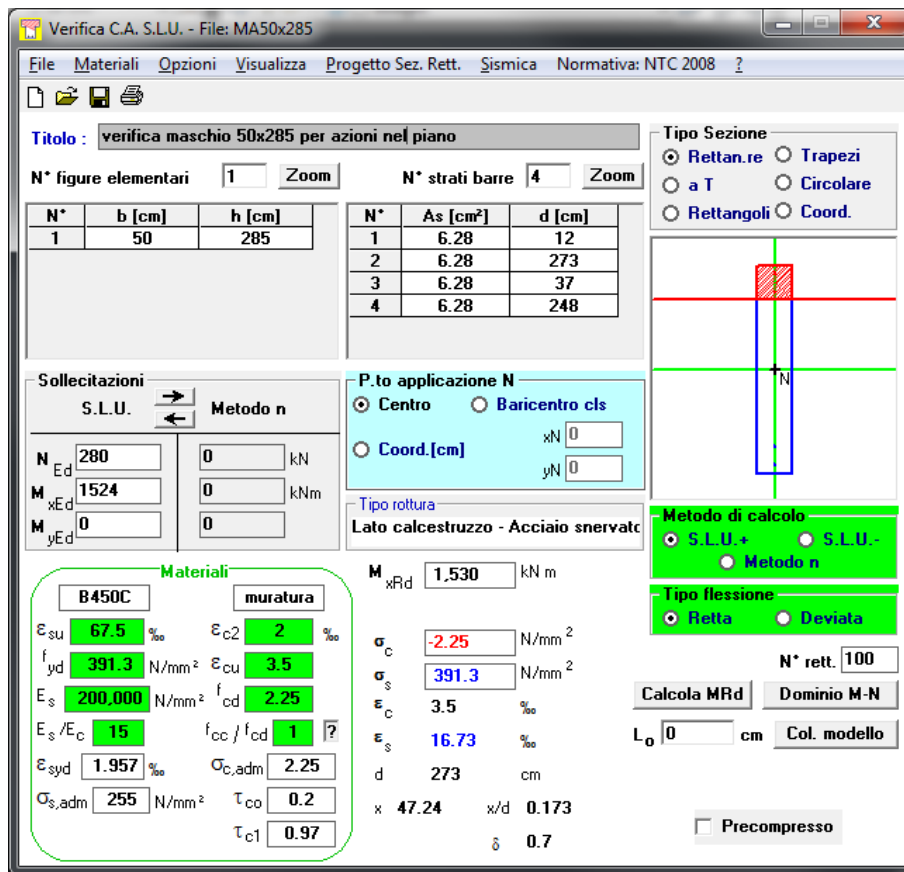


Figura 30: verifica a pressoflessione complanare

Per la verifica a taglio si utilizzando le formule al §7.8.3.2.2.

$$V_{t,m} = d \cdot t \cdot f_{vd} = (2850 - 250) \cdot 500 \cdot 0.1 / 10^3 = 130 \text{ KN}$$

$$V_{t,s} = (0.6 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}) / s = 0.6 \cdot (2850 - 250) \cdot 2 \cdot 50 \cdot 391 / (320 \cdot 10^3) = 190 \text{ KN}$$

$$V_t = V_{t,m} + V_{t,s} = 130 + 190 = 320 \text{ KN} > V_s = 253 \text{ KN}$$

$$\text{Inoltre } V_{t,c} = 0.3 \cdot f_d \cdot t \cdot d = 0.3 \cdot 2.25 \cdot (2850 - 250) \cdot 500 / 10^3 = 877 \text{ KN} \gg V_s$$

13.5.2 VERIFICA DEL MASCHIO AL PIANO 2 MAGGIORMENTE SOLLECITATO PER AZIONI FUORI PIANO

Le pareti maggiormente sollecitate fuori piano sono quelle al piano secondo ove il comportamento a piano rigido viene a mancare. Di fatto ogni parete ha una azione sismica complanare e fuori piano proporzionale all'area di influenza del solaio. Le massime sollecitazioni per lo SLV con sisma ortogonale alla parete sul maschio 240x50 cm sono:

$N_s=88 \text{ KN}$
 $M_s=119 \text{ KNm}$
 $V_s=40 \text{ KN}$

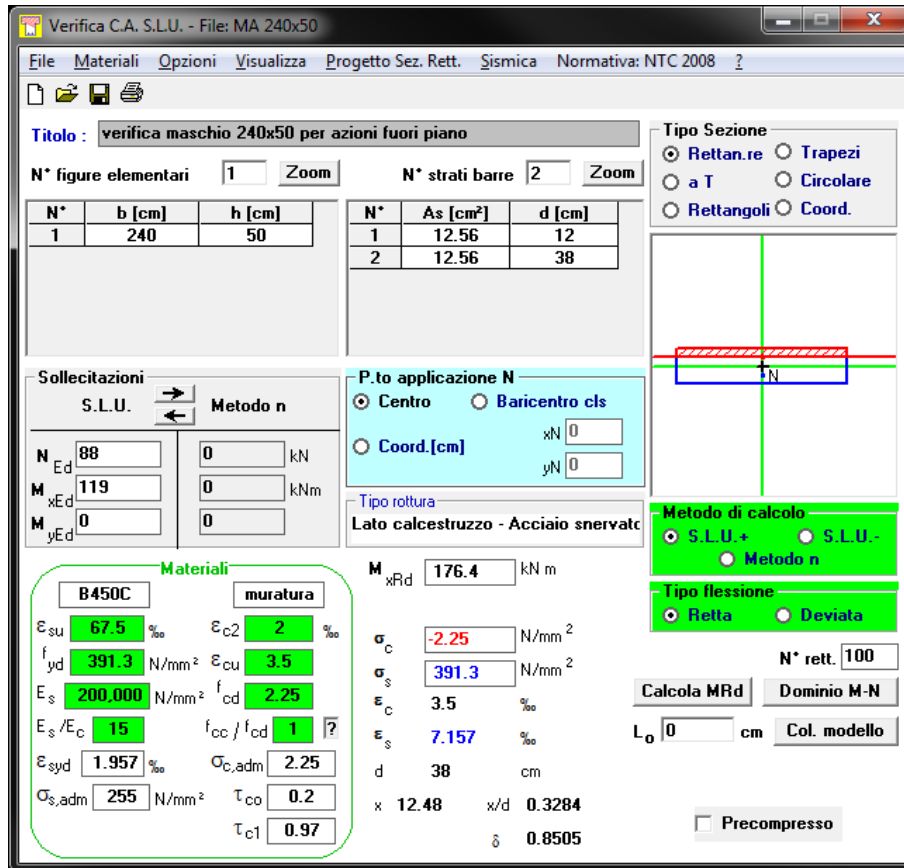


Figura 31: verifica a pressoflessione ortogonale

Per la verifica a taglio si utilizzando le formule al §7.8.3.2.2. considerando il solo contributo del calcestruzzo in quanto le armature orizzontali non sono parallele al taglio fuori piano
 $V_{t,m}=d*t*f_{vd}=(500-120)*1800*0.1/10^3=68.4 \text{ KN} \gg V_s$

13.5.3 CONTROLLO SULLE AZIONI FUORI PIANO

La tagliante sismica complessiva a livello dell'imposta della copertura vale $F_s=381 \text{ KN}$ che riportata sui lati corrisponde ad un carico distribuito $f_s=381/(2*18.3+2*9)=6.97 \text{ KN/m}$

Il maschio da 50x240 ha un'area di influenza del carico orizzontale pari a $2.4+1.3=3.7 \text{ m}$ e pertanto le sollecitazioni fuori piano valgono

$$V_s=6.97*3.1=25.82 \text{ KN}$$

$$M_s=25.82*3=77.45 \text{ KNm}$$

Tali risultati sono in ottimo accordo con quanto calcolato dal modello ($M_s=88.7 \text{ KNm}$).

13.6 CONTROLLO DELLA MODELLAZIONE CON ALTRO SOFTWARE

Data la delicatezza del comportamento strutturale dell'ultimo piano dove di fatto i maschi murari devono resistere anche ad azioni fuori piano si conduce una modellazione con il software AMV MSAP.

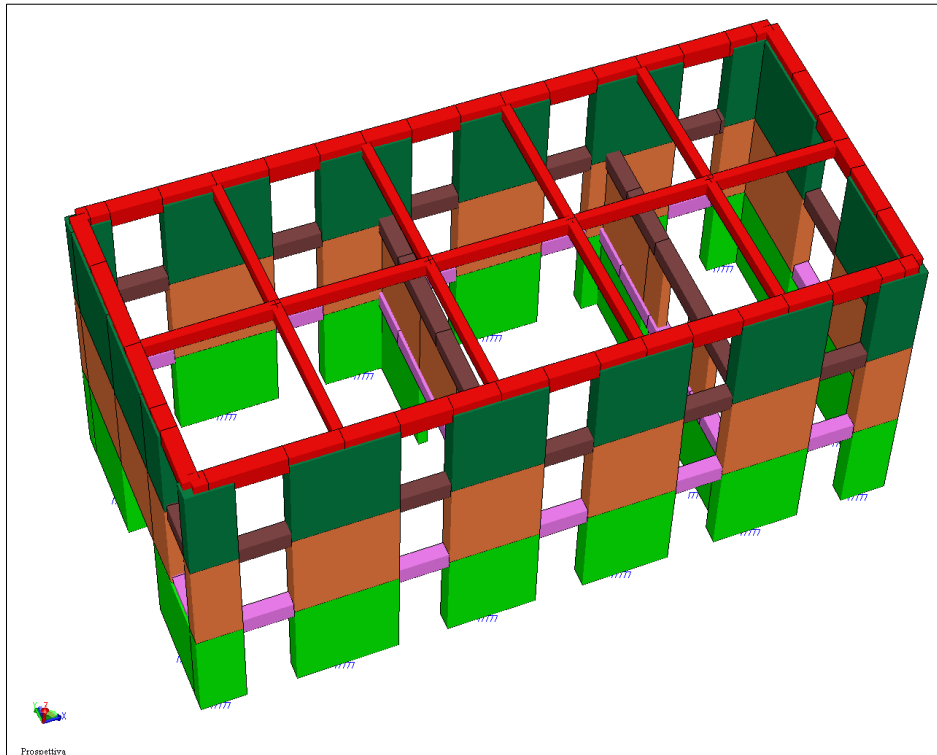


Figura 32: vista del modello a telaio equivalente

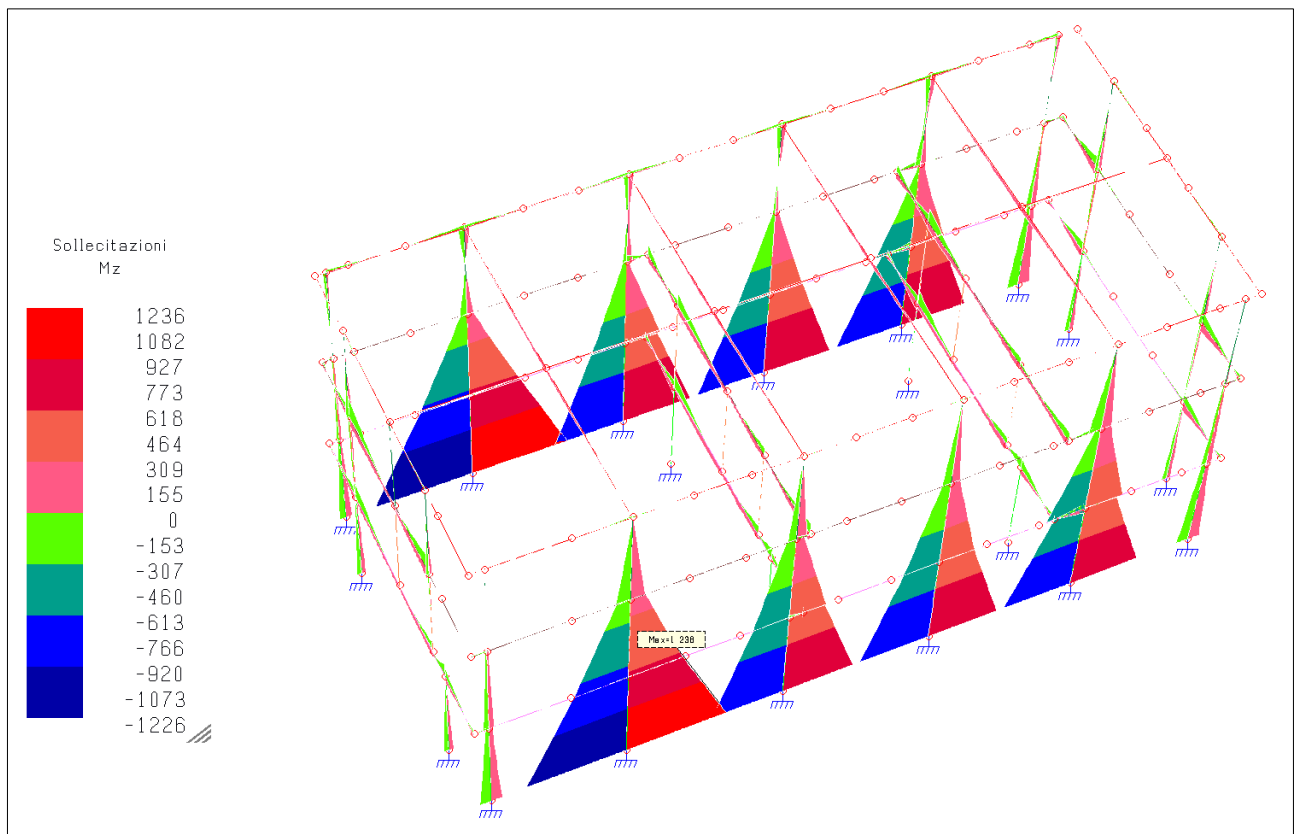


Figura 33: flessione complanare (KNm)

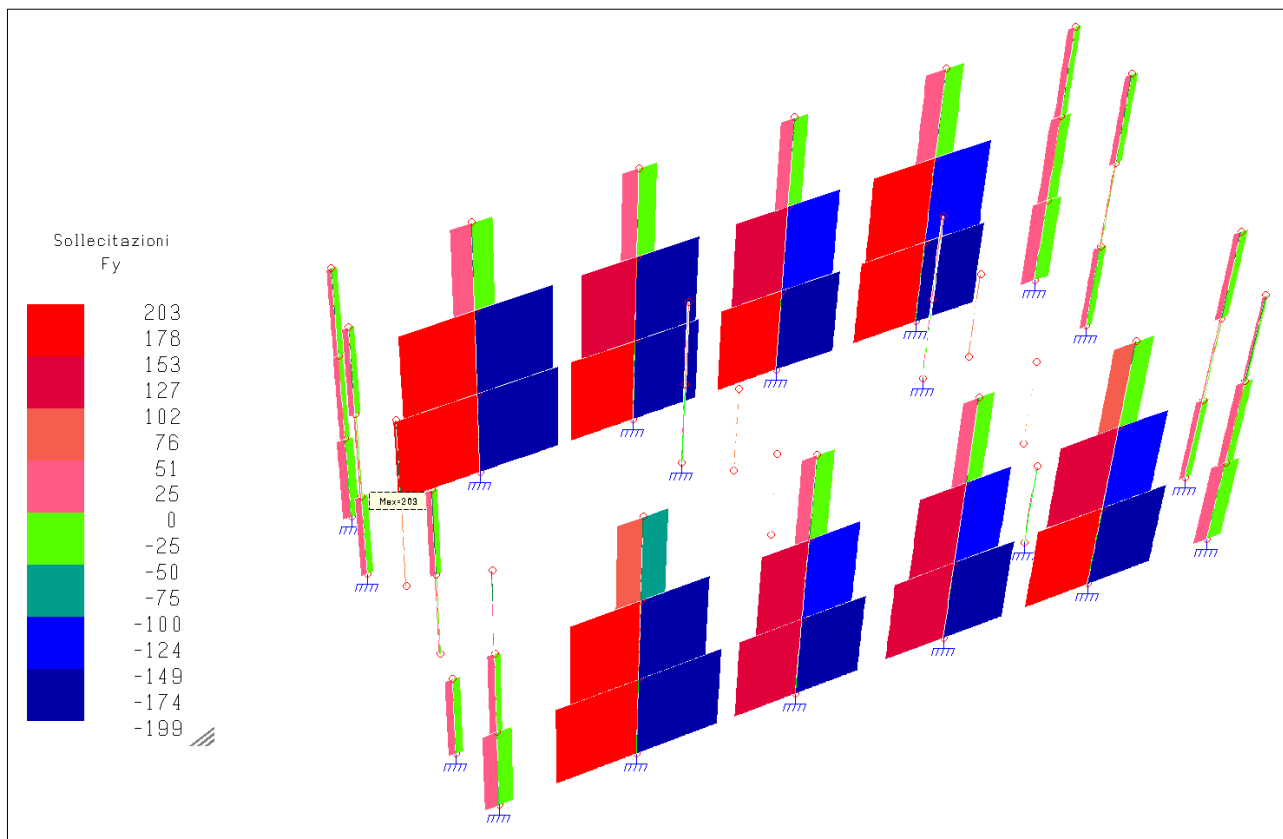


Figura 34: taglio complanare (KN)

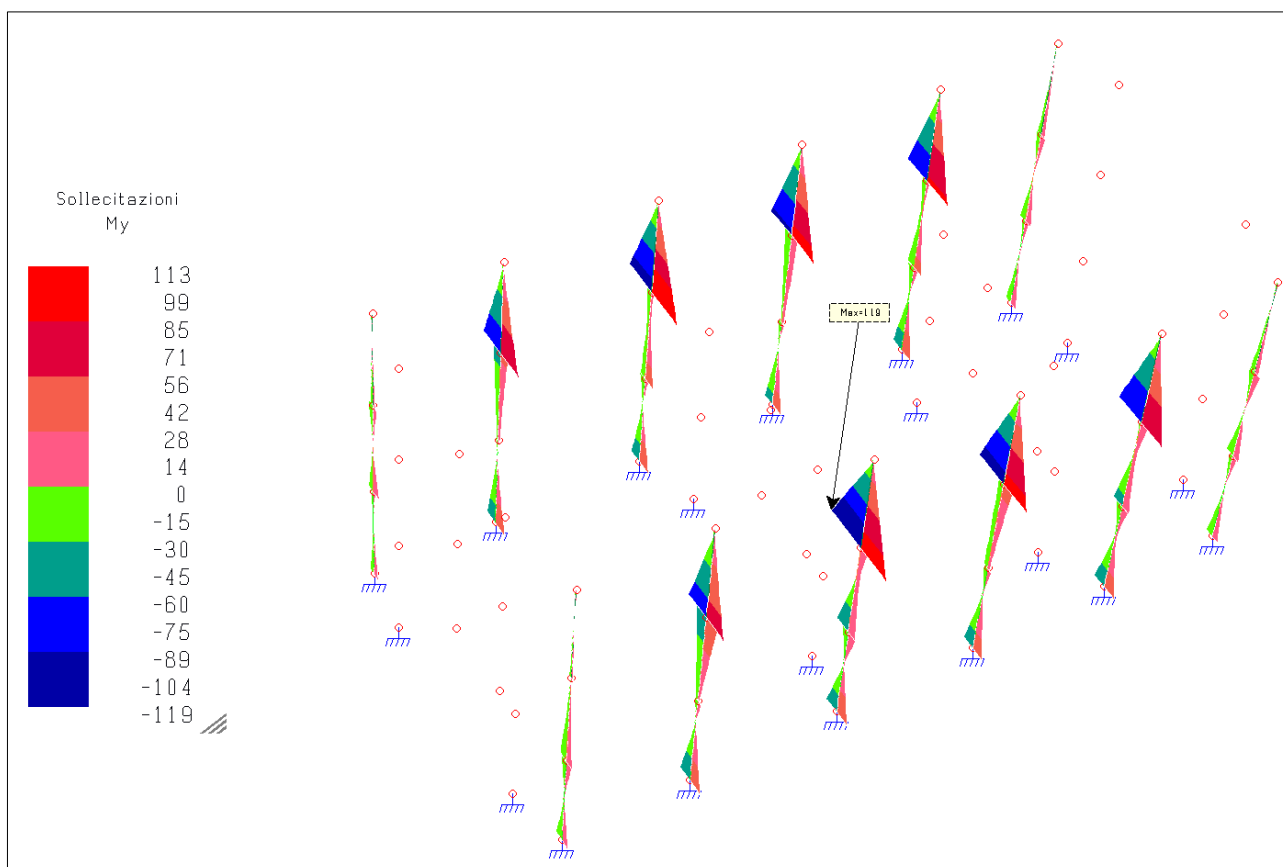


Figura 35: flessione fuori piano (KNm)

La comparazione dei risultati conferma l'attendibilità di entrambe le modellazioni.

sollecitazione	Modello con PCM	Modello con AMV
Max flessione complanare	1524 KNm	1236 KNm
Max taglio complanare	280 KN	203 KN

Max flessione fuori piano	119 KNm	119 KNm
---------------------------	---------	---------

14 ARMATURE MINIME NELLE MURATURE

Armatura orizzontale minima: secondo §7.8.6.2 la percentuale di armatura orizzontale calcolata rispetto all'area lorda della sezione verticale della parete non può essere inferiore allo 0.04% ne superiore allo 0.5%.

Armatura verticale minima: secondo §4.5.7 la percentuale di armatura verticale calcolata rispetto all'area lorda della muratura non potrà essere inferiore allo 0.05% ne superiore allo 1%. Le armature vanno disposte ad ogni intersezione e comunque ad interasse non superiore a 4m. Le armature disposte soddisfano tale requisito.

Muri spessore 49/50 cm

L'armatura orizzontale minima è $A_{s,min}=0.04*50*100/100=2.00 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se si dispongono 4 ϕ 6 ogni due corsi (32cm) l'armatura è $A_{s,eff}=4*0.283*100/32=3.53 \text{ cm}^2/\text{m}$ che sono equivalenti a 2 ϕ 8 ogni due corsi ($2*0.5*100/32=3.12 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Muri spessore 25 cm

L'armatura orizzontale minima è $A_{s,min}=0.04*25*100/100=1.00 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se si dispongono 2 ϕ 6 ogni due corsi (32cm) l'armatura è $A_{s,eff}=2*0.283*100/32=1.76 \text{ cm}^2/\text{m}$

15 GIUNTI SISMICI

Ai sensi del § 7.2.1 la larghezza minima deve essere pari a $\Delta=2*H*ag*S/g*100=2*970*0.2175*1.377/100=5.81 \text{ cm}$.

Si realizza un giunto di 10 cm tra i vari corpi di fabbrica.