

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

Ing. Pietro Torri

COMMITTENTE

CONSORZIO di BONIFICA dell' EMILIA CENTRALE

Corso Garibaldi n. 42 42121 Reggio Emilia

www.emiliacentrale.it - direzione@emiliacentrale.it

Tel. 0522-443211 Fax. 0522-443254 C.F. 91149320359

COORDINATORE DELLE ATTIVITA' DI PROGETTAZIONE

Gasparini Associati

studio di ingegneria e architettura

di Piero A. Gasparini e Ilaria Gasparini

Via E. Petrolini n.14/A 42122 REGGIO EMILIA

TEL.0522/557508 FAX.0522/557556

E-MAIL: edilizia@gaspariniassociati.it

P.IVA: 02532680358

Arch. Ilaria Gasparini

PROGETTISTA ARCHITETTONICO E STRUTTURALE:

Arch. Ilaria Gasparini

PROGETTISTA IMPIANTI ELETTRICI

Vanzini P.J. Luca

PROGETTISTA IMPIANTI MECCANICI

Casali P.J. Marco

OGGETTO

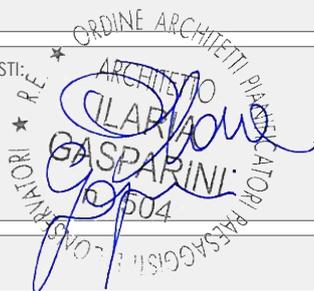
PALAZZO SEDE

Intervento di restauro e risanamento conservativo
a seguito del sisma maggio 2012

TITOLO

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

TIMBRI dei PROFESSIONISTI:



SCALA

EMISSIONE

DATA

PROGETTO DEFINITIVO

DIC. 2015

PROGETTO ESECUTIVO

GIUGNO 2017

REVISIONE 1

LUGLIO 2018

TAVOLA

R.07



INDICE

1.	ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE	1
	Premessa	1
	A.1) Contesto Edilizio	2
	A.2) Caratteristiche Geologiche, Morfologiche e idrogeologiche del sito di costruzione.....	2
	B.1) Descrizione Generale	3
	B.2) Tipologia d’Intervento	5
	C.1) Normativa	6
	D.1) Parametri di Progetto.....	6
	D.2) Definizione delle Azioni considerate sulla costruzione	6
	E.1) Descrizione dei Materiale e delle caratteristiche meccaniche considerate	17
	F.1) Criterio di progettazione	20
	G.1) Coefficienti parziali per le azioni e combinazioni allo SLU e SLE.....	21
	H) Indicazione motivata del metodo di analisi	22
	I) Criteri di verifica.....	22
	J) Configurazione deformate e caratteristiche di sollecitazione	22
	K) Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo	23
	L.1) Strutture Geotecniche o di fondazione:.....	23
	L.2) Pressioni massime attese al suolo e Verifiche di stabilità terreno fondazione.	23
	M) Strutture Esistenti: Categoria d’intervento	24
	N) Strutture Esistenti: Interazione con altre unità strutturali	24
	O) Strutture esistenti: caratteristiche meccaniche dei materiali.....	24
	P.1) Strutture esistenti: Confronto dei livelli di sicurezza Pre e Post-intervento	24
2.	RELAZIONE DI CALCOLO	24
2.1.	Catene metalliche di via Chierici	24
2.2.	Rinforzo di murature a sacco	44
2.3.	Cerchiatura pilastro e controventamento	46
2.4.	Eliminazione delle spinte nel sottotetto	51
2.5.	Inserimento cappa estradossale in un solaio a volta e irrigidimento solaio ligneo	70
2.6.	Intervento sulla torretta	89

1. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

Premessa

La presente relazione riguarda gli **interventi di rafforzamento locale** da eseguire nel Palazzo storico in Corso Garibaldi 42 a Reggio Emilia sede del Consorzio di Bonifica dell’Emilia Centrale.

A.1) Contesto Edilizio

Il fabbricato si trova in Corso Garibaldi 42 a Reggio Emilia, e trattasi di un palazzo a corte in muratura portante ubicato nel centro storico della città.

Non si tratta di un'unica unità strutturale, bensì di un aggregato edilizio con edifici a corte, case a schiera e cortili interni sorti in epoca medioevale, e modificati nel corso degli anni fino alla conformazione attuale.



Figura 1 – Vista aerea del sito d'intervento.

A.2) Caratteristiche Geologiche, Morfologiche e idrogeologiche del sito di costruzione.

Il sito si presenta pianeggiante, pertanto sarà adottato nella definizione dell'azione sismica un coefficiente topografico $S_T=1$.

Dalle indagini geognostiche riguardo alla litologia dei terreni riscontrati, la classificazione del terreno ai fini sismici come **sottosuolo di tipo C**: “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT, 30 < 50$ nei terreni a grana grossa e $7 < c_u, 30 < 250$ kPa nei terreni a grana fina)*”.

Dalle suddette considerazioni si calcola il coefficiente di amplificazione stratigrafica caratteristico per il sito in questione che assume valore pari a $S_s = 1,44$ per SLV

Il valore del coefficiente di sottosuolo complessivo vale: $S = S_T \cdot S_s = 1,44$.

B.1) Descrizione Generale

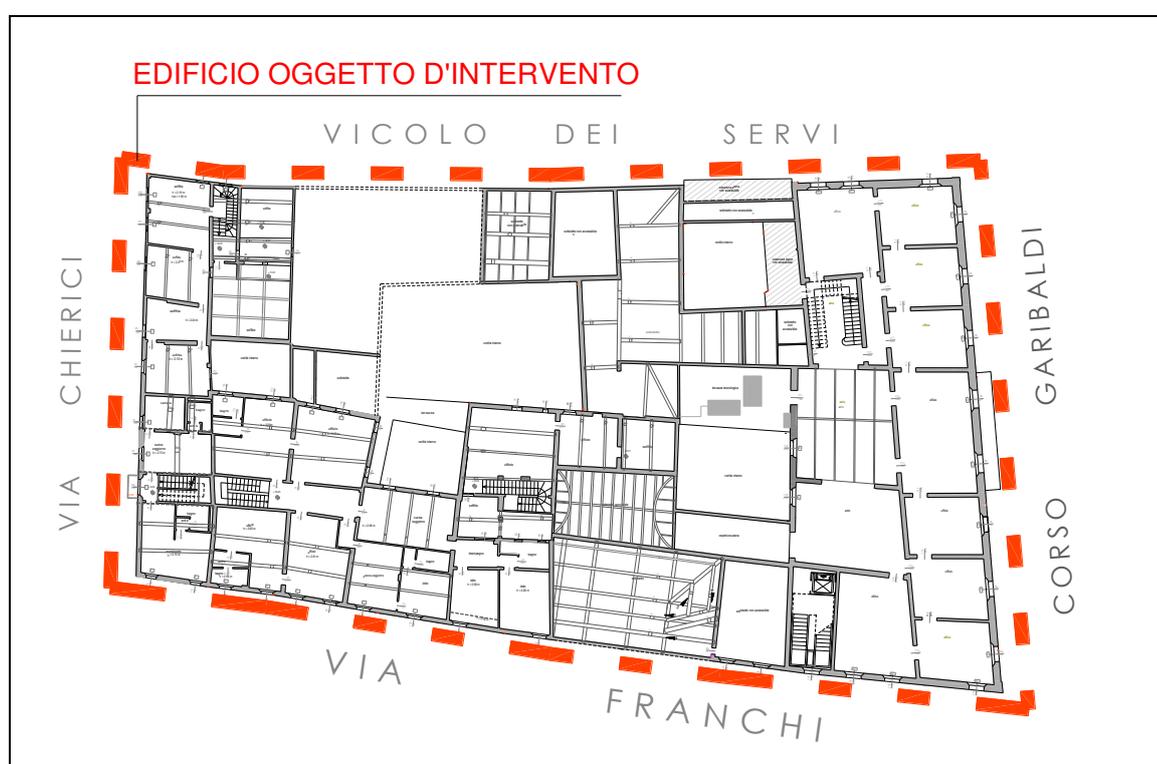


Figura 2 - PIANTA PIANO TERRA

Descrizione Generale dell'edificio

Il fabbricato si trova in Corso Garibaldi 42 Comune di Reggio Emilia ed è adibito a uffici del *Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale*.

Il fabbricato sito in centro storico fa parte di un aggregato edilizio a struttura portante in muratura di mattoni pieni e malta a base di calce idraulica.

S'individuata l'unità strutturale (US) oggetto di studio, ove si evidenzieranno le azioni sismiche che agiscono su di essa ed eventuali azioni derivanti dalle unità strutturali contigue.

L'edificio presenta pianta irregolare trapezoidale, e disomogenea anche in elevazione, formata da un agglomerato edilizio formato in più epoche successive.

Sul fronte principale di Corso Garibaldi sul porticato sono presenti due piani fuori terra più il sottotetto a tutta altezza sede dell'Ordine degli Ingegneri di Reggio Emilia.

Il corpo centrale dell'agglomerato è composto da quattro piani fuori terra più un quinto piano nell'angolo sud-ovest fra via Chierici e via Franchi. Nella zona centrale dell'agglomerato è presente una torretta in muratura che si eleva fino alla parte più alta della costruzione.

Essendo i solai flessibili si procederà con analisi delle singole pareti, essendo ciascuna parete soggetta a carichi verticali di competenza ed alle corrispondenti azioni del sisma.

Le coperture sono formate da capriate e terzere lignee completate da un assito o tavelle in laterizio dotate di guaina e manto di coppi.

Fondazione

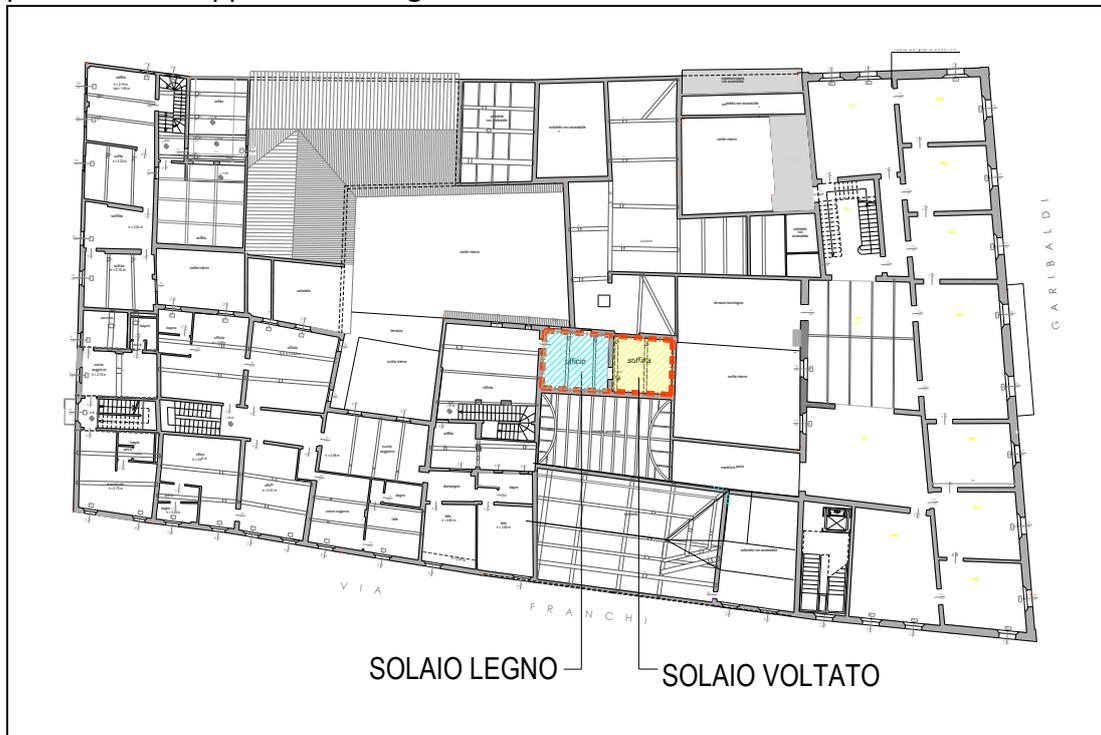
Non è stato possibile indagare il piano fondale dell'edificio, e non si ritiene necessario farlo poiché le verifiche da compiere in questa fase, e i lavori di consolidamento da realizzare non incrementeranno le pressioni e i carichi agenti in fondazione.

Progetto degli Interventi Locali

Gli interventi previsti in progetto sono:

1. Il primo intervento riguarda l'inserimento di una serie di catene metalliche (al primo e quarto piano) con capochiavi a paletto, sul lato nord-ovest di via Chierici. Si nota infatti che sul prospetto in questione, sono già presenti incatenamenti sul lato sud-ovest. Si propone quindi di uniformare la facciata, inserendo incatenamenti sul lato nord-ovest al fine d'assicurare le medesime condizioni di sicurezza della facciata contro il ribaltamento fuori piano.
2. Il secondo intervento riguarda il consolidamento interno di due murature realizzate "a sacco" poste a piano terra sul lato sud-ovest in via Franchi. Il consolidamento sarà realizzato mediante tecnica scuci-cuci e diatoni in muratura posati con calce idraulica naturale. Tale sistema permetterà di realizzare un efficace collegamento fra i paramenti murari, evitando il distacco di uno di essi o l'innescò di fenomeni d'instabilità per compressione.
3. Al piano terzo è presente un pilastro in muratura sul quale convergono le travi di copertura in legno del tetto. Il pilastro è lesionato e leggermente inflesso nella parte superiore in corrispondenza degli appoggi delle travi.
Il progetto prevede il rinforzo mediante cerchiatura metallica del pilastro e l'inserimento di croci controventanti di S. Andrea al fine di evitare il dislocamento del pilastro e delle connessioni fra i vari elementi.
4. La copertura lignea sopra sala riunione di via Franchi è formata da elementi di grossa orditura (capriate e terzere) sormontate da travi in legno e tavelloni in laterizio che sostengono coppi posti in doppio strato. Nel sottotetto è presente una trave diagonale appoggiata sopra l'ultima capriata e il muro d'angolo, in modo tale da formare la linea di cantonale che risulta spingente. Nel sottotetto non sono presenti cordoli o tiranti perimetrali atti a contenere le spinte.
Il progetto prevede l'inserimento di piatti metallici e sistemi di connessioni con capochiavi a paletto, atti a eliminare le spinte ed evitare meccanismi di ribaltamento fuori piano delle murature.

5. Il quinto intervento prevede l'inserimento di una cappa estradossale in un solaio a volta e l'irrigidimento del solaio in legno dell'andito annesso. I solai in questione riguardano l'impalcato fra il secondo e terzo piano nella zona centrale dell'edificio. Il rinforzo e consolidamento della volta è fatto mediante il placcaggio estradossale con rete diffusa in fibra d'acciaio e basalto, e malta a base di calce idraulica. Invece sull'impalcato ligneo si posiziona un doppio tavolato ligneo incrociato.



6. Il sesto intervento riguarda la messa in sicurezza della torre all'interno del cortile. La torre presenta lesioni nelle murature e un sistema di copertura lignea spingente. Si propone d'inserire due cerchiature metalliche all'esterno delle murature in modo da eliminare le spinte dei travi ed evitare meccanismi cinematici di collasso. Inoltre si prevede l'inserimento di cerchiature nelle finestre attualmente centinate e una serie di interventi scuci-cuci nelle murature.

B.2) Tipologia d'Intervento

L'intervento è di riparazione locale ai sensi del par. 8.4.3 delle NTC 2008.

Gli interventi descritti non modificheranno la risposta globale dell'edificio, ma contribuiranno a incrementare le risorse statiche e sismiche degli elementi.

C.1) Normativa

- Nuove Norme Tecniche per le costruzioni, D.M. 14 gennaio 2008
- Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme tecniche per le costruzioni" Circolare 02 febbraio 2009, n° 617
- Istruzioni per la progettazione esecuzione e controllo delle strutture in legno CNR-DT 206/2007
- CNR-DT 200 R1/2012 - Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati.
- ETAG 029 - Ancoraggi metallici su muratura
- D.Lgs n. 42 del 22/01/2004 Codice per i Beni culturali e del paesaggio ai sensi dell'art. 10 legge 6 luglio 2002, n. 137.

D.1) Parametri di Progetto

L'edificio è adibito sostanzialmente a uffici e residenza civile. Vista la storicità dell'edificio e il valore pregiato degli ambienti, si considera l'edificio in **classe d'uso III**.

Parametri generali del progetto

- Vita nominale $V_N=50$ anni
- Classe d'uso III $\implies \rightarrow C_U=1,5$ coefficiente d'uso
- Periodo di riferimento $V_R=V_N \cdot C_U=50 \times 1,5 = 75$
- Latitudine: $44,698507^\circ$ - Longitudine $10,626284^\circ$ - Altitudine: 52 m slm.
- Tipologia del terreno C.
- Coefficiente topografico $S_T=1$.

D.2) Definizione delle Azioni considerate sulla costruzione

Come previsto al paragrafo 8.3 delle NTC 2008, essendo una costruzione esistente, gli interventi su di essa potranno essere eseguiti con solo **riferimento agli SLU**. Tutte le combinazioni di carico faranno riferimento solo a questi.

Si definiscono di seguito le azioni *naturali*, i *sovraccarichi* e le azioni *sismiche* di base agenti sulla struttura.

ANALISI DEI CARICHI

Solai da Consolidare

➤ Solaio In legno e laterizio - STATO DI FATTO

- Pavimentazione:	0,60 kN/m ²
- Massetto di sottofondo s=5 cm:	1,00 kN/m ²
- Elementi in Laterizio s=3 cm:	0,60 kN/m ²
- Travi in legno principali 25x31 cm	0,10 kN/m ²
- Travetti in legno secondari 8x10 cm	0,20 kN/m ²
- Controsoffitto in arellato 6 cm	0,20 kN/m ²
<i>Totale Carico Permanente</i>	<i>G₂: 2,70 kN/m²</i>
- Sovraccarico Variabile (non aperti al pubblico): Q _{1k} :	2,00 kN/m²

➤ Solaio In legno e laterizio - STATO DI PROGETTO

- Pavimentazione:	0,60 kN/m ²
- Massetto di sottofondo s=5 cm:	1,00 kN/m ²
- Elementi in Laterizio s=3 cm:	0,60 kN/m ²
- Travetti in legno secondari 8x8 cm	0,12 kN/m ²
- Travetti in legno secondari 10x10 cm	0,18 kN/m ²
- Doppio Tavolato 5 cm	0,30 kN/m²
- Controsoffitto in arellato 6 cm	0,20 kN/m ²
<i>Totale Carico Permanente</i>	<i>G₂: 3,00 kN/m²</i>
- Sovraccarico Variabile (non aperti al pubblico): Q _{1k} :	2,00 kN/m²

N.B: il peso proprio delle travi è calcolato in base alle sezioni delle travi e alla densità $\rho=5$ kN/mc.

Solai da NON Consolidare

➤ Solaio in Acciaio e laterizio - STATO DI FATTO (da non consolidare)

- Pavimentazione:	0,30 kN/m ²
- Massetto di sottofondo s=9 cm:	1,70 kN/m ²
- Tavelloni laterizio forato 5 cm:	0,40 kN/m ²
- Tavelloni laterizio forato 3 cm:	0,20 kN/m ²
- Putrelle NP 140 i=100 cm	0,20 kN/m ²
- Intonaco	0,30 kN/m ²
Totale Carico Permanente G1+G2:	3,10 kN/m ²
- Sovraccarico Variabile (non aperti al pubblico): Q1k:	2,00 kN/m ²

➤ Copertura in Legno e laterizio - STATO DI FATTO (da non consolidare)

- Manto Coppi	0,80 kN/m ²
- Guaina bituminosa:	0,10 kN/m ²
- Tavelle s=5 cm:	0,70 kN/m ²
- Orditura principale	0,40 kN/m ²
- Travatura secondaria legno:	0,20 kN/m ²
<i>Totale Carico Permanente</i>	2,20 kN/m²
Sovraccarico Variabile (Neve):	1,20 kN/m²

N.B: il peso proprio delle travi e delle capriate è calcolato in base alle sezioni delle travi e alla densità $\rho=5$ kN/mc.

Definizione Carico da neve

- altitudine 52 m s.l.m.
- Zona Mediterranea I ($a_s < 200$ m) $\rightarrow q_{sk}=150$ kg/mq
- $C_E=1$ coeff. di esposizione
- Angolo falda $\alpha=28^\circ$

- $\mu=0,8$
- $q_s=120 \text{ kg/mq}$

Definizione carico da Vento

- Zona Vento 2 Emilia Romagna

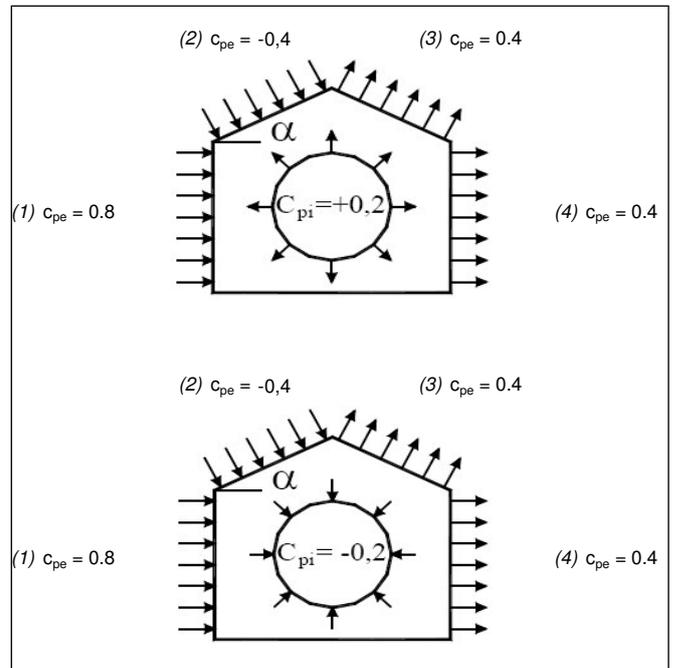
Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
2	25	750	0,015
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			64
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			25,000
α_R (T_R)			1,00073
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			25,018

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)

- $q_b=39,1 \text{ kg/mq}$
- Classe di rugosità A
- Cat. Esposizione V
($k_r=0,23$; $z_0=0,7 \text{ m}$; $z_{\min}=12 \text{ m}$; $ct=1$)
- $C_e = 1,632$ coeff. esposizione
- $C_p = +1$ coeff. di forma
- $C_t=1$ coeff. topografico
- $C_d=1$ coeff. dinamico

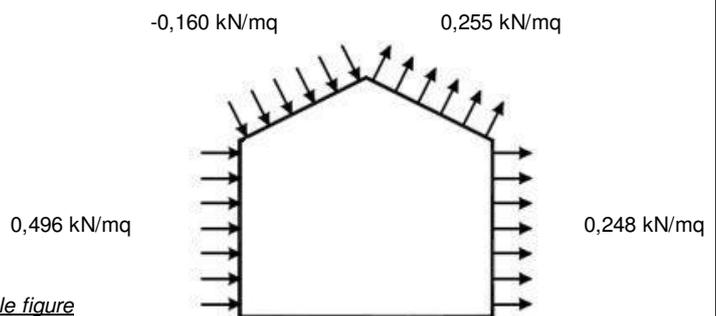
Altezza edificio 15 mt.

Si valutano i valori dei coefficienti di pressione combinando nel modo più sfavorevole quello riferito alla pressione esterna e interna:



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0,496
(2)	-0,160
(3)	0,255
(4)	0,248



N.B. Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

Azione sismica di base

LOCALIZZAZIONE SITO			
Indirizzo	Corso Garibaldi 42		
Località	Reggio Emilia		
Comune	Reggio Emilia		
Provincia	RE		
Altezza	h_s	52	m s.l.m.
Coordinate geografiche	Lat.	44, 698507	N
	Long.	10, 626284	E

L'azione sismica agente sulla costruzione è valutata dalla "pericolosità sismica di base" in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente, si opera come indicato nell'allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L'azione sismica viene definita in relazione ad un *periodo di riferimento* V_R che si ricava per ciascun tipo di costruzione moltiplicando vita nominale con coefficiente d'uso C_u . Fissato il periodo di riferimento V_R e la probabilità di superamento P_{vr} associata a ciascun degli stati limiti considerati, si ottiene il *Periodo di Ritorno* T_R , e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva).

- a_g : accelerazione massima del terreno
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T^*c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Individuati sul reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali sotto riportati:

- $S = S_T \cdot S_s$ è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche con la seguente relazione $S = S_T \cdot S_s$
- T_B = periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.
- T_C = periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.
- T_D = periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

Per ogni costruzione oggetto del progetto è stata definita la propria azione sismica secondo le peculiari caratteristiche di classe d'uso:

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita Nominale	Coeff. d'uso	Periodo V_R	Tipo di suolo	Categoria topografica
III	50	1,5	75	C	T1

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATTITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

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

Interpolazione

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE { SLO - $P_{V_R} = 81\%$
SLD - $P_{V_R} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU { SLV - $P_{V_R} = 10\%$
SLC - $P_{V_R} = 5\%$

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametrizzazione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno ξ

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,057	2,497	0,261
SLD	75	0,071	2,477	0,271
SLV	712	0,179	2,381	0,299
SLC	1462	0,227	2,420	0,312

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato SLV

Rispostasismica locale

Categoria di sottosuolo C $S_B = 1,444$ $C_C = 1,564$
 Categoria topografica T1 $h/H = 0,000$ $S_T = 1,000$
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\gamma = 1,000$
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_o 2,8 Regol. in altezza no

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q 1,5 $\gamma = 0,667$

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Si è tenuto conto di un fattore di struttura considerando muratura ordinaria a più piani con edificio irregolare sia in pianta sia in altezza:

$$q = 2x\left(\frac{1,8+1}{2}\right)x0,8 = 2,24$$

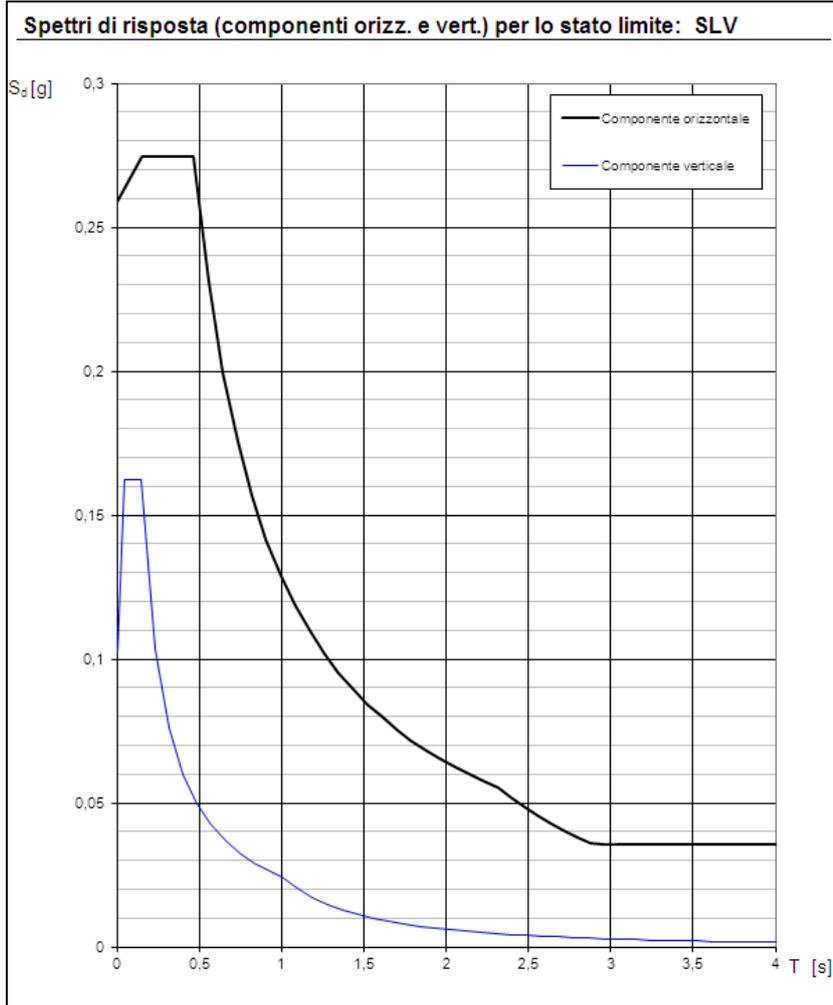


Figura 3 - Spettro di Progetto

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,179 g
F_o	2,381
T_c	0,299 s
S_s	1,444
C_c	1,564
S_T	1,000
q	2,240

Parametri dipendenti

S	1,444
η	0,446
T_B	0,156 s
T_C	0,468 s
T_D	2,316 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_k(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_k(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_k(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,258
T_b ←	0,156	0,275
T_c ←	0,468	0,275
	0,556	0,231
	0,644	0,200
	0,732	0,176
	0,820	0,157
	0,908	0,142
	0,996	0,129
	1,084	0,119
	1,172	0,110
	1,260	0,102
	1,348	0,095
	1,436	0,089
	1,524	0,084
	1,612	0,080
	1,700	0,076
	1,788	0,072
	1,876	0,068
	1,964	0,065
	2,052	0,063
	2,140	0,060
	2,228	0,058
T_D ←	2,316	0,055
	2,396	0,052
	2,476	0,049
	2,556	0,046
	2,637	0,043
	2,717	0,040
	2,797	0,038
	2,877	0,036
	2,957	0,036
	3,038	0,036
	3,118	0,036
	3,198	0,036
	3,278	0,036
	3,358	0,036
	3,439	0,036
	3,519	0,036
	3,599	0,036
	3,679	0,036
	3,759	0,036
	3,840	0,036

Per la tipologia della costruzione (muratura a quattro piani fuori terra) verrà considerato **il fattore di struttura q** che restituisce lo spettro di progetto dell'accelerazione orizzontale a cui riferirsi per le verifiche sismiche.

In seguito come riportato nella relazione di calcolo, l'intensità dell'accelerazione sismica a cui sottoporre gli elementi che concorrono al consolidamento delle strutture, sarà presa entrando in ascissa con il periodo di ritorno proprio della struttura calcolato con la formula semplificata [par. 7.3.5] dell'analisi statica riportata al par. 7.3.3.2 di [1].

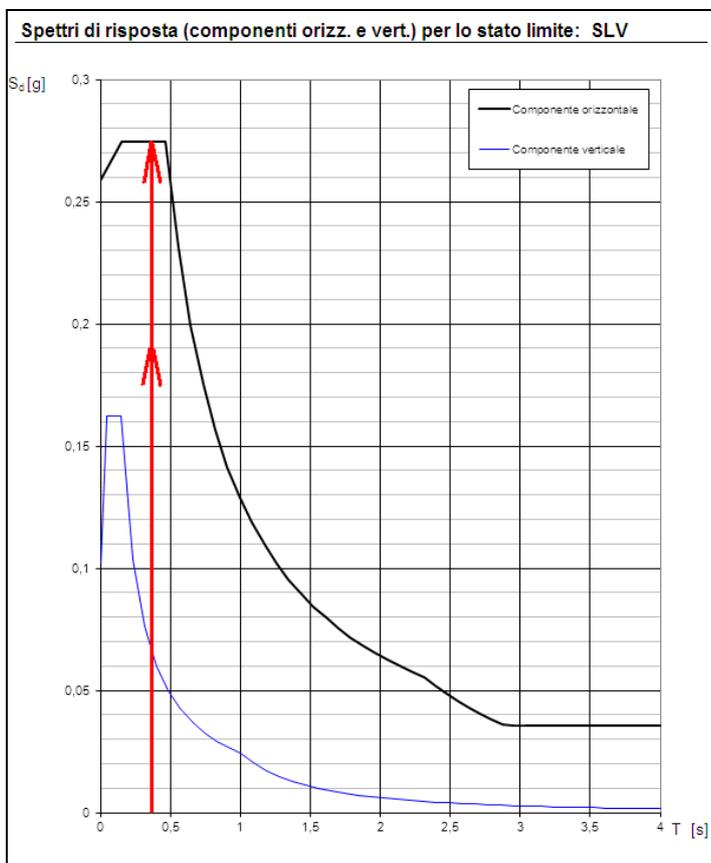
$$T_1 = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}}$$

H = 15 mt

C₁ = 0,05 (muratura)

T₁ = 0,38 s (Periodo Proprio) → entrando in ascissa nel grafico dello spettro di risposta di progetto ottengo l'accelerazione di progetto.

S_d = 0,275 g



E.1) Descrizione dei Materiale e delle caratteristiche meccaniche considerate

Il fabbricato in oggetto è formato da muratura di mattoni pieni. Per le caratteristiche generali della muratura, si fa riferimento alla Tab 8.A.2.1 della Circolare n°617 del 02/02/2009.

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in blocchi semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	300	27	3300	870	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

Considerazioni sullo stato di conoscenza del fabbricato

La determinazione dei valori delle proprietà dei materiali da utilizzare per la verifica viene effettuata in funzione del livello di conoscenza che si ha riguardo a quel materiale; in particolare:

- LC1: Conoscenza limitata, Fattore di Confidenza 1,35; ←
- LC2: Conoscenza adeguata, Fattore di Confidenza 1,20;
- LC3: Conoscenza accurata, Fattore di Confidenza 1,00.

Peso specifico della muratura $w = 1.800 \text{ kg/mq}$.

- Si adotta un Livello di Conoscenza LC1- Limitata → fattore di confidenza $FC = 1,35$
- Resistenza media a compressione della muratura (valore minimo): $f_m = 24 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza media a taglio della muratura (valore minimo): $\tau_o = 0,6 \text{ daN/cm}^2$
- Modulo elastico E (valore medio): $E = 15.000 \text{ daN/cm}^2$
- Modulo tangenziale di taglio G (valore medio): $G = 5.000 \text{ daN/cm}^2$
- $\gamma_m = 2$ coefficiente parziale di sicurezza nelle verifiche di resistenza della muratura (sismiche)
- $\gamma_m = 3$ coefficiente parziale di sicurezza nelle verifiche di resistenza della muratura (statiche)
- fattore di confidenza **$FC = 1,35$**

Valori di progetto – condizioni sismiche $\gamma_m = 2$

- Resistenza a compressione della muratura $f_{m,d} = f_m / (FC \cdot \gamma_m) = 8,9 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza a taglio della muratura : $\tau_{o,d} = \tau_o / (FC \cdot \gamma_m) = 0,22 \text{ daN/cm}^2$

➤ **Acciaio Profili e Catene (S 275):**

$$E = 2.1e+005 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\nu = 0.300$$

$$G = 80769 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$P_s = 78.5 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\alpha = 1.2e-005 \text{ (1/}^\circ\text{C)}$$

$$f_{yk} = 275 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\gamma_{M0,c} = 1.05$$

$$\gamma_{M0,t} = 1.05$$

$$\gamma_{M1} = 1.05$$

$$\gamma_{m,ecc} = 1$$

$$f_u = 430 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

Valori di progetto

$$f_{cd} = f_y / 1,05 = 261,9 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{ctd} = f_y / 1,05 = 261,9 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

➤ **Bulloni - Barre Filettate**

Classe 8.8 – Alta resistenza

Resistenza a snervamento: $f_{yk} = 640 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a rottura: $f_{tk} = 800 \text{ N/mm}^2$

➤ **Fibre FRCM (Fiber Reinforced Cementitious Matrix)**

- Rete biassiale in acciaio e basalto (tipo Geostell grid 200 Kerakoll o similare)
- Modulo Elasticità normale nella direzione fibre $E_f = 70 \text{ GPa}$
- Deformazione caratteristica ultima $\epsilon_{fu} = 0,0190 = 1,9 \%$
- Resistenza a trazione delle fibre: $\sigma_f = 1.700 \text{ MPa}$
- Spessore equivalente $t_f = 0,032 \text{ mm}$
- Malta: la rete è applicata tramite malta di pura calce idraulica naturale NHL 3,5
- Resistenza a 28 gg $> 15 \text{ N/mm}^2$

➤ **Legno per tavolato o verifiche travi esistenti**

TIPOLOGIA DEL LEGNO			
Nome	C24 - Massello C24	Lamellare?	NO
FC	1,35	fattore di confidenza	
TENSIONI CARATTERISTICHE			
f_{mk}	17,78	N/mm ²	tensione caratteristica per flessione
f_{t0k}	10,37	N/mm ²	tensione caratteristica per trazione parallela alle fibre
f_{t90k}	0,37	N/mm ²	tensione caratteristica per trazione ortogonale alle fibre
f_{c0k}	15,56	N/mm ²	tensione caratteristica per compressione parallela alle fibre
f_{c90k}	1,85	N/mm ²	tensione caratteristica per compressione ortogonale alle fibre
f_{vk}	1,85	N/mm ²	tensione caratteristica per taglio
E_{0m}	11000,00	N/mm ²	modulo elastico parallelo alle fibre
$E_{0,05}$	7400,00	N/mm ²	modulo elastico al frattile 5%
E_{90m}	370,00	N/mm ²	modulo elastico ortogonale alle fibre
G_m	690,00	N/mm ²	modulo tangenziale

F.1) Criterio di progettazione

Gli interventi proposti, ovvero incatenamenti, cerchiature e consolidamento di porzioni di solai, si configurano come interventi di **riparazione locale** in quanto non variano sostanzialmente il comportamento globale della struttura.

La classe di duttilità dell'edificio è **bassa CD"B"** e non si considera regolare né in pianta né in altezza.

Data la tipologia dell'intervento non è stato approntato un modello globale della costruzione, ma vengono studiati i singoli meccanismi per le parti interessate da riparazione.

Fattore di struttura

Si considera l'edificio non regolare in pianta né in altezza.

Fattore di struttura $q = K_R \cdot q_0$ per individuare lo spettro di progetto:

- $K_R=0,8$ fattore riduttivo per edificio non regolare in altezza

Dal punto 7.3.1 delle NTC 2008 per le costruzioni non regolari in pianta si possono adottare valori α_u/α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori forniti per la tipologia costruttiva.

Per α_u/α_1 (dal par. 7.8.1.3) muratura ordinaria a due o più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,8$ pertanto:

$$\alpha_u/\alpha_1 = (1,8+1) / 2 = 1,4$$

$$\text{➤ } q = K_R \cdot q_0 = 0,8 \cdot (2 \cdot \alpha_u/\alpha_1) = 0,8 \cdot (2 \cdot 1,4) = 2,24$$

Si eseguiranno delle analisi cinematiche lineari si otterrà il moltiplicatore orizzontale di collasso α_0 dei carichi che portano all'attivazione del meccanismo di collasso degli elementi murari.

G.1) Coefficienti parziali per le azioni e combinazioni allo SLU e SLE

Saranno valutate le combinazioni più sfavorevoli per le verifiche da effettuare (par.2.5.3 di [1]).
Combinazioni delle azioni:

- **Combinazione a Stato Limite Ultimo SLU :** $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$

Coefficienti parziali per le azioni (A1 STR):

$\gamma_{G1} = 1,3$ Carichi permanenti

$\gamma_{G2} = 1,5$ Carichi permanenti non strutturali

$\gamma_{Q1} = 1,5$ Carichi variabili

- **Combinazione Sismica:** $G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$

Coefficiente di combinazione:

$\psi_{2j} = 0,3$ Ambienti uso residenziale

$\psi_{2j} = 0,0$ Neve

- **Combinazione caratteristica rara (SLE) :** $G_1 + G_2 + Q_{k1}$

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

dove:
 EQU : stato limite di equilibrio come corpo rigido;
 STR : stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione;;
 GEO: stato limite di resistenza del terreno.

Figura 4 - 2.6.I. delle NTC 08 (colonna A1 - STR)

H) Indicazione motivata del metodo di analisi

Gli interventi principali riguardano l'inserimento di catene e cerchiature atte ad eliminare le spinte esterne e meccanismi di ribaltamento dei muri e del cantonale. Gli interventi saranno studiati secondo "l'analisi dei meccanismi di collasso in edifici esistenti in muratura".

I) Criteri di verifica

Le verifiche sono state eseguite secondo il metodo **semiprobabilistico agli stati limite**. In particolare nei confronti di tutti gli stati limite ultimi SLV.

J) Configurazione deformate e caratteristiche di sollecitazione

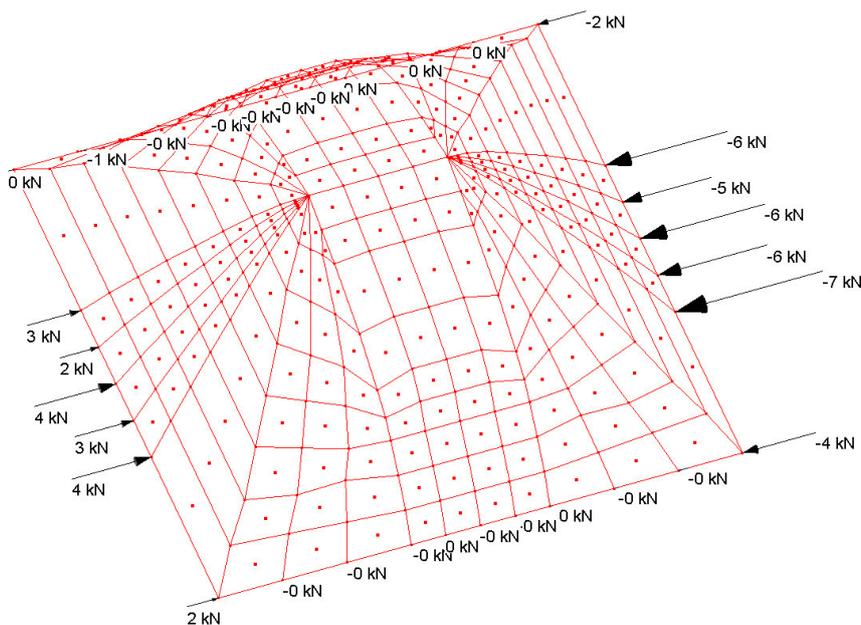
Giudizio motivato e accettabilità dei risultati

Per il consolidamento della volta si è utilizzato un programma agli elementi finiti modellando tramite "shell" la volta in foglio appoggiata tramite cerniere sui bordi laterali.

Tramite una semplice formula si stima la reazione vincolare orizzontale:

- L=4,04 m
- q=5 kN/ml
- f=1,65 m

$$\rightarrow H=qL^2 / 8f = 6,2 \text{ kN}$$



Le reazioni da modello valgono mediamente 6 kN con una differenza rispetto alla formula semplificata del 3%, differenza percentuale accettabile, pertanto i risultati da modello risultano accettabili.

K) Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo

Il programma agli elementi finiti utilizzato è **CMP** sviluppato dallo studio d'ingegneria e architettura "Caire" di Reggio Emilia e distribuito da Namirial.



Nel paragrafo "J" della presente relazione si è provveduto ad allegare il "Giudizio motivato di accettabilità dei risultati", ai sensi del §10.2 NTC 08, al fine di dimostrare la corretta modellazione eseguita nonché la verifica dei principali risultati ottenuti.

L.1) Strutture Geotecniche o di fondazione:

Non significativo per il caso in esame.

L.2) Pressioni massime attese al suolo e Verifiche di stabilità terreno fondazione.

Non significativo per il caso in esame, in quanto gli interventi in progetto non vanno in alcun modo ad alterare il comportamento del sistema fondale della costruzione.

M) Strutture Esistenti: Categoria d'intervento

Gli interventi descritti si configurano come interventi di **Riparazione Locale** ai sensi del par. 8.4.3 del [1] (l'intervento non cambia significativamente il comportamento globale della struttura).

N) Strutture Esistenti: Interazione con altre unità strutturali

La struttura nel suo complesso è un aggregato edilizio da centro storico. Essendo gli interventi ben localizzati e limitati in una porzione della copertura, in una facciata esterna, in alcuni setti murari, e in una minima porzione di solaio, non si rilevano interazioni significative fra le parti, né si sono riscontrati problemi di martellamento fra gli elementi.

Anche l'intervento di consolidamento della torre mira al contenimento degli effetti sismici sulla stessa scongiurando comunque problemi di interazione con altre parti della costruzione.

Sintesi delle vulnerabilità riscontrate

Le vulnerabilità principali riguardano l'assenza di cordolature o incatenamenti catene in alcune porzioni del fabbricato con possibili meccanismi di collasso fuori dal piano della muratura.

O) Strutture esistenti: caratteristiche meccaniche dei materiali

Vedi par. e)

- Si adotta un Livello di Conoscenza LC1 - Limitata
- Il fattore di confidenza adottato è $FC=1,35$

P.1) Strutture esistenti: Confronto dei livelli di sicurezza Pre e Post-intervento

2. RELAZIONE DI CALCOLO

2.1. Catene metalliche di via Chierici

RIBALTAMENTO DI PARETE

Si studia il ribaltamento della parete di facciata su via Chierici dove si nota l'assenza di tiranti o catene (presenti invece nella parte opposta in angolo a via Franchi).

Si precisa che come concordato con la Soprintendenza al fine di limitare l'impatto visivo in facciata e consentire la cantierabilità dell'intervento, si pongono le catene all'intradosso del primo impalcato (fra terra e primo) e sopra il quarto impalcato nel sottotetto. In questo modo le catene passeranno a vista al piano terra in una zona uffici e nella zona del sottotetto non abitato, in modo da limitare l'invasività delle lavorazioni negli ambienti abitati del primo e secondo piano.

Per il calcolo dell'accelerazione minima che innesca il meccanismo si utilizza un foglio di calcolo

“C.I.N.E.” – del Consorzio Reluis e Consiglio Nazionale delle Ricerche.



Presidenza del Consiglio dei Ministri
Dipartimento della Protezione Civile



Consiglio Nazionale delle Ricerche
Istituto per le Tecnologie della Costruzioni
(sede L'Aquila)



Consorzio ReLUIS
Rete dei Laboratori Universitari
di Ingegneria Sismica

C.I.N.E.

Condizioni d'Instabilità Negli Edifici

(Versione 1.0.4: Settembre 2009)

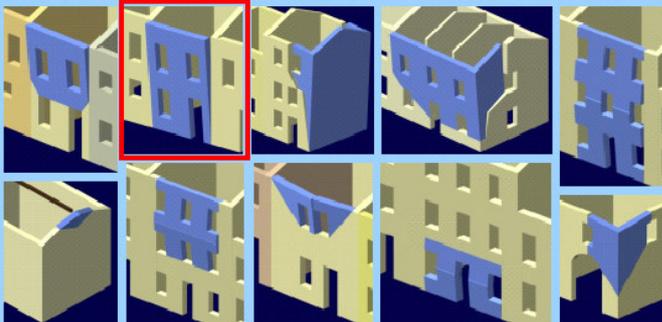
Applicativo per le verifiche sismiche dei Meccanismi di Collasso Locali fuori piano
negli edifici esistenti in muratura mediante Analisi Cinematica Lineare

(ai sensi della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti N. 617 del 02-02-2009)

Realizzato da:
Ing. Lucia Milano, Prof. Ing. Giovanni C. Beolchini

con la collaborazione di:
Ing. Antonio Manna

e il contributo di:
Ing. Antonio Martinelli, Ing. Carmela Morisi



Per informazioni o chiarimenti sul presente software è possibile contattare l'Ing. Lucia Milano: lucia.milano@itc.cnr.it

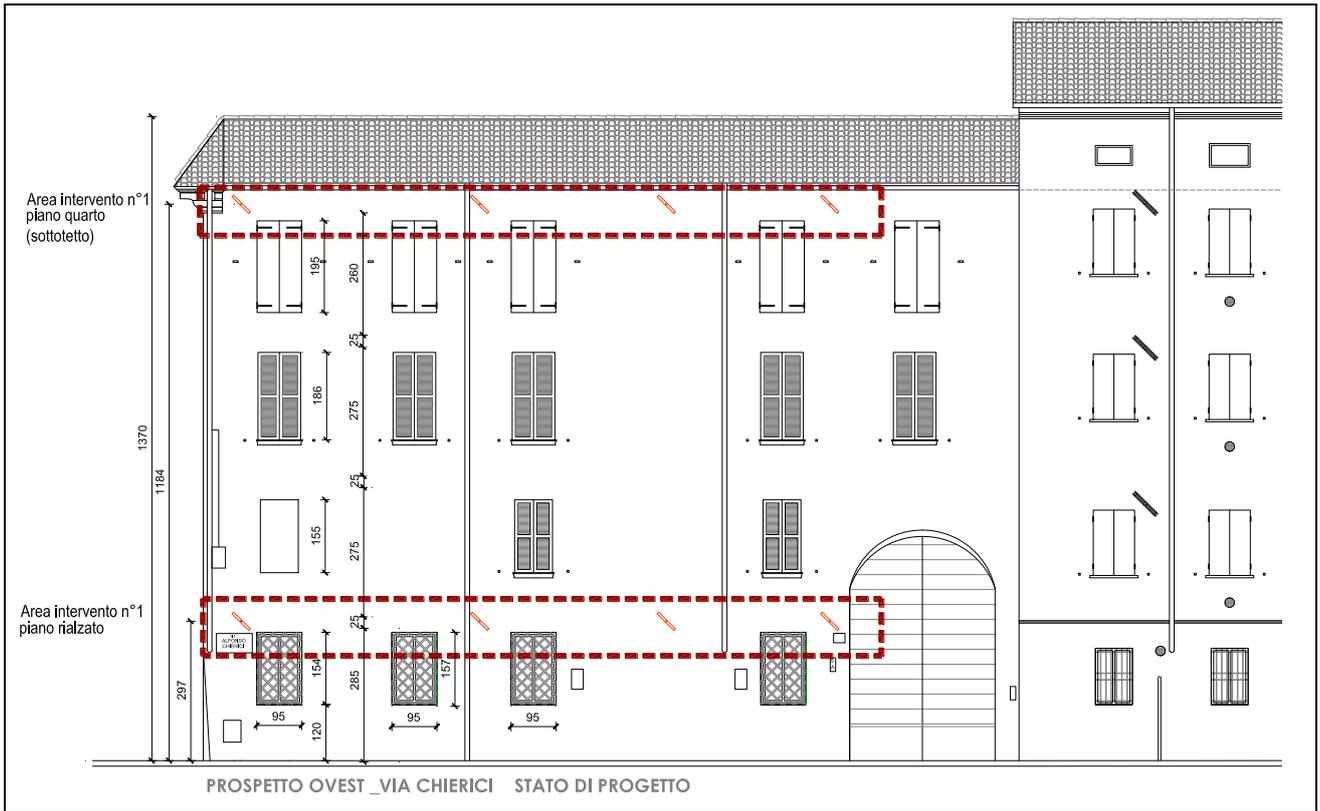
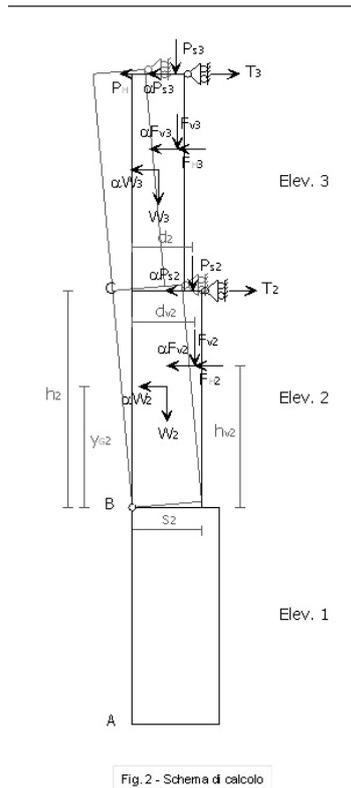
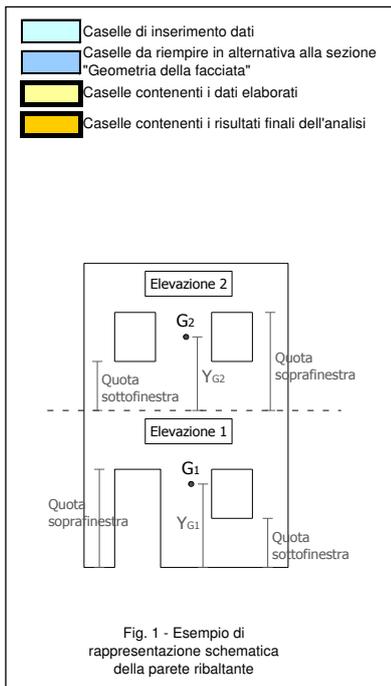
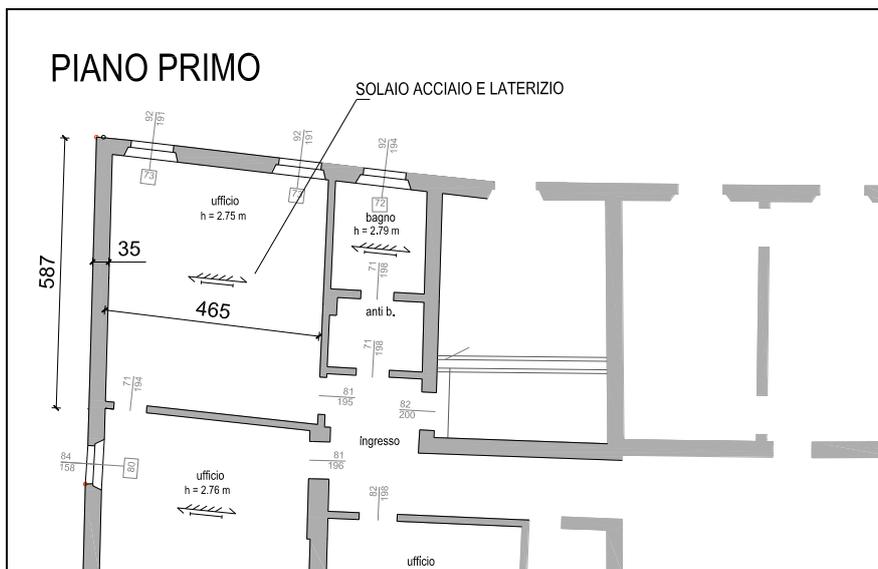
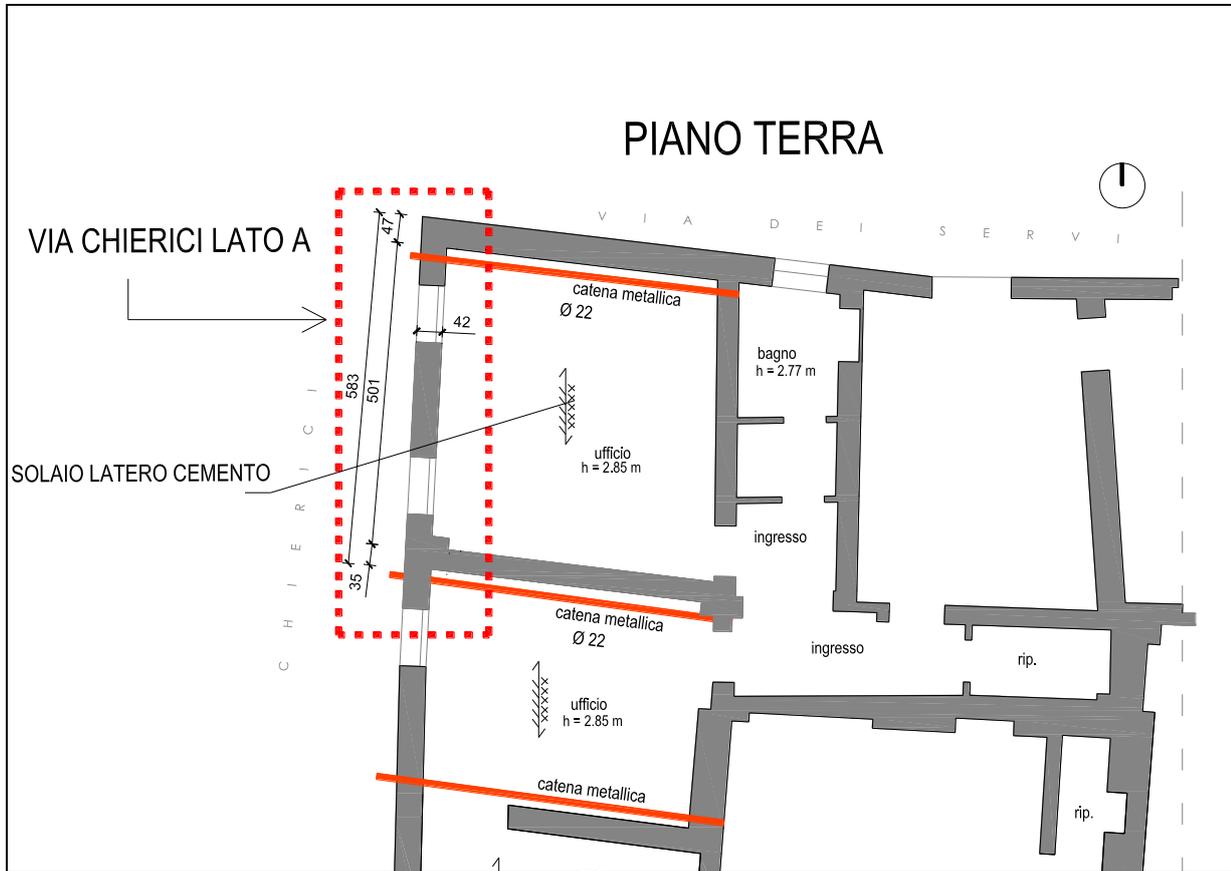


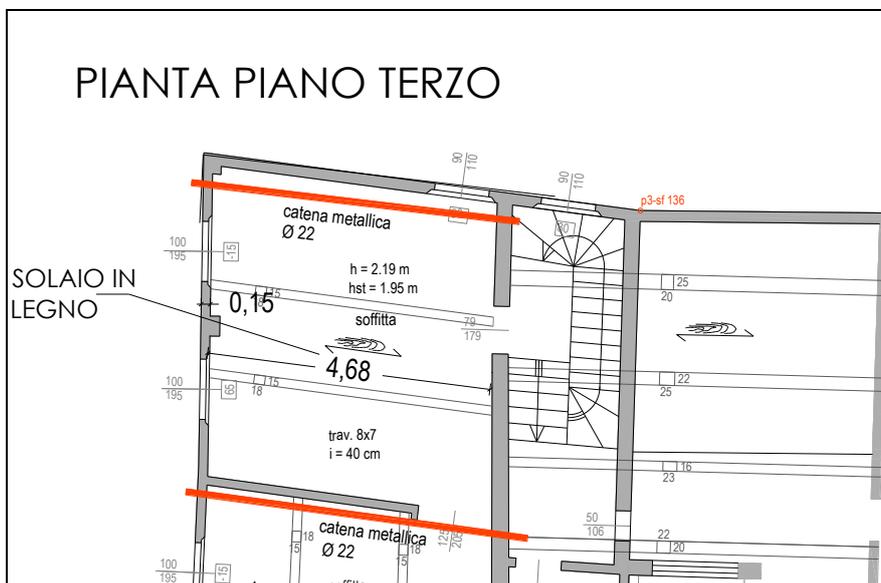
Figura 5 - prospetto Ovest lato sinistro via Chierici



Sul fronte indagato sono presenti 3 setti trasversali, pertanto si suddivide in due parti, **A** e **B**, il ribaltamento della parete.

VIA CHIERICI – LATO A





- Il primo implacato in latero cemento non appoggia sul setto in oggetto, pertanto non contribuisce a dare carico sulla muratura $\rightarrow q_1=0$
- I due solai del primo e secondo piano sono in acciaio e laterizio con interasse di carico $i=4,65/2 = 2,33 \text{ m}$.

$$G_1+G_2= 3,10 \text{ kN/mq}$$

$$Q_{1k}= 2,00 \text{ kN/mq}$$

$$\text{Combinazione sismica SLV : } q_2 = q_3 = 2,33 \times (3,1 + 0,3 \times 2,00) = 8,62 \text{ kN/ml}$$

- L'ultimo solaio e in legno e laterizio con interasse di carico $i=4,68/2 = 2,34 \text{ m}$.

$$G_1+G_2= 2,70 \text{ kN/mq}$$

$$Q_{1k}= 2,00 \text{ kN/mq}$$

$$\text{Combinazione sismica SLV : } q_4 = 2,34 \times (2,7 + 0,3 \times 2,00) = 7,72 \text{ kN/ml}$$

Considerando una larghezza di $L=5,85$ m il carico complessivo trasmesso vale:

1° Impalcato: $N_1 = 0$ kN/ml

2° Impalcato: $N_2 = q_2 \times L = 8,62 \times 5,85 = 50$ kN

3° Impalcato: $N_3 = q_3 \times L = 8,62 \times 5,85 = 50$ kN

4° Impalcato: $N_4 = q_4 \times L = 7,72 \times 5,85 = 45$ kN

STATO DI FATTO

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
	Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
	Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]		
1	1,20	2,70	5,83	3,93	5,83	18,0	
2	0,90	2,45	5,83	5,83	5,83	18,0	
3	0,90	2,50	5,83	3,93	5,83	18,0	
4	0,50	2,10	5,83	3,93	5,83	18,0	
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI							
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo Y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) Y_{Gi} [m]
1	0,40	2,80	0,30			1,28	
2	0,31	2,75	0,25			1,38	
3	0,31	2,75	0,25			1,30	
4	0,12	2,60	0,06			1,30	
AZIONI SUI MACROELEMENTI							
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
1	97,0		0,0				
2	89,5		50,0				
3	72,5		50,0				
4	26,2		45,0				

		MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI					
		Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]	
DATI DI CALCOLO	4 - 3 - 2 - 1	46,1	27,7	0,0	0,0		
	4 - 3 - 2	26,7	27,7	0,0	0,0		
	4 - 3	12,8	15,2	0,0	0,0		
	4	1,6	2,7	0,0	0,0		
	MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI						
		Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
	4 - 3 - 2 - 1	1245,8	1183,0	0,0	0,0	0,0	
	4 - 3 - 2	594,5	777,0	0,0	0,0	0,0	
	4 - 3	200,2	378,3	0,0	0,0	0,0	
	4	34,0	117,0	0,0	0,0	0,0	
MULTIPLICATORE α_0	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]	
	4 - 3 - 2 - 1	0,030	1,35	33,664	0,768	0,287	
	4 - 3 - 2	0,040		25,874	0,762	0,378	
	4 - 3	0,048		15,378	0,779	0,452	
	4	0,028		6,673	0,920	0,223	
CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008							
PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,24				
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1,00				
	Categoria suolo di fondazione		C				
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,179		← Accelerazione di picco al suolo rigido di riferimento.		
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0		2,381				
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]		0,299				
	Fattore di smorzamento η		0,466				
	Altezza della struttura H [m]		15,00				
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S		1,444				
	Coefficiente C_C		1,564				
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,444				
	Numero di piani dell'edificio N		4				
	Coefficiente di partecipazione modale γ		1,333				
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0,381				
			Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	4 - 3 - 2 - 1				0,045		
	4 - 3 - 2	2,80	0,187	0,060	3,403		
	4 - 3	5,55	0,370	0,071	2,051		
	4	8,30	0,553	0,035	0,678		

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	4 - 3 - 2 - 1	0,045
	4 - 3 - 2	0,060
	4 - 3	0,071
	4	0,035

Accelerazione di picco al suolo rigido che determina il raggiungimento dello SLV relativamente al cinematisimo considerato.

Essendo $a_{g(SLV)} = 0,045 < a_{g,rif}(P_{VR}) = 0,179$ la **verifica non risulta soddisfatta.**

STATO DI PROGETTO

Si predispongono n° 2 capochiave a paletto 50x4x3 cm che forniscono un tiro massimo cadauno di T=9,8 kN.

DETERMINAZIONE DEL TIRO DELLA CATENA		
CARETTERISTICHE GEOMETRICHE	Area della sezione trasversale del tirante A_S [mm ²]	379,0
	Altezza della piastra di ancoraggio del tirante a [cm]	50,0
	Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante b [cm]	3,0
	Spessore della parete su cui è ancorato il tirante t [cm]	25,0
	Angolo di attrito della muratura β [°]	45,0
	Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante A_1 [cm ²]	150,0
	Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [m]	1,0
	Area di ripartizione delle azioni di compressione A_2 [cm ²]	260,0
	$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$	1,3
	Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di T_2 [%]	80,0%
PARAMETRI MECCANICI	Fattore di confidenza F_C	1,35
	Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura γ_M	2,00
	Resistenza di calcolo dei tiranti $f_{d,S}$ [N/mm ²]	275,00
	Resistenza media a compressione della muratura f_m [N/cm ²]	240,00
	Resistenza media a taglio della muratura τ_0 [N/cm ²]	6,00
	Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm ²]	88,89
	Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{v,d,M}$ [N/cm ²]	2,22
TIRO DELLA CATENA	Resistenza dei tiranti allo sneravamento T_1 [kN]	104,2
	Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio T_2 [kN]	9,8
	Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura T_3 [kN]	17,6
	Massimo tiro esplicabile dalla catena T [kN]	9,8

Per il primo e quarto impalcato vi sono 2 catene pertanto il tiro complessivo è:

$$T=9,8 \times 2 = 19,6 \text{ kN.}$$

Si ricalcola l'accelerazione al suolo di collasso con il tiro delle catene inserito:

DATI INIZIALI	Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)				Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]	
		Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
		Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]			Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]
	1	1,20	2,70	5,83	3,93	5,83	18,0	
	2	0,90	2,45	5,83	5,83	5,83	18,0	
	3	0,90	2,50	5,83	3,93	5,83	18,0	
	4	0,50	2,10	5,83	3,93	5,83	18,0	
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI								
	Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo Y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) Y_{Gi} [m]
	1	0,40	2,80	0,30			1,28	
	2	0,31	2,75	0,25			1,38	
	3	0,31	2,75	0,25			1,30	
	4	0,12	2,60	0,06			1,30	
AZIONI SUI MACROELEMENTI								
	Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
	1	97,0		0,0				19,6
	2	89,5		50,0				
	3	72,5		50,0				
	4	26,2		45,0				19,6

DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI				
	Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
	4 - 3 - 2 - 1	46,1	27,7	0,0	268,5
	4 - 3 - 2	26,7	27,7	0,0	158,8
	4 - 3	12,8	15,2	0,0	104,9
	4	1,6	2,7	0,0	51,0
MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI					
Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
4 - 3 - 2 - 1	1245,8	1183,0	0,0	0,0	0,0
4 - 3 - 2	594,5	777,0	0,0	0,0	0,0
4 - 3	200,2	378,3	0,0	0,0	0,0
4	34,0	117,0	0,0	0,0	0,0

MULTIPLICATORE α_0	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	4 - 3 - 2 - 1	0,141	1,35	33,664	0,768	1,334
	4 - 3 - 2	0,155		25,874	0,762	1,482
	4 - 3	0,230		15,378	0,779	2,143
	4	0,366		6,673	0,920	2,889

**CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008**

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,24
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1,00
	Categoria suolo di fondazione		C
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,179
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0		2,381
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]		0,299
	Fattore di smorzamento η		0,466
	Altezza della struttura H [m]		15,00
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S		1,444
	Coefficiente C_C		1,564
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,444
	Numero di piani dell'edificio N		4
	Coefficiente di partecipazione modale γ		1,333
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0,381

Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
4 - 3 - 2 - 1			0,211	
4 - 3 - 2	2,80	0,187	0,234	13,338
4 - 3	5,55	0,370	0,339	9,730
4	8,30	0,553	0,457	8,772

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	4 - 3 - 2 - 1	0,211
	4 - 3 - 2	0,234
	4 - 3	0,339
	4	0,457

Accelerazione di picco al suolo rigido che determina il raggiungimento dello SLV relativamente al cinematisimo considerato.

Essendo $a_{g(SLV)} = 0,211 > a_{g,rif}(P_{VR}) = 0,179$ la **verifica risulta soddisfatta.**

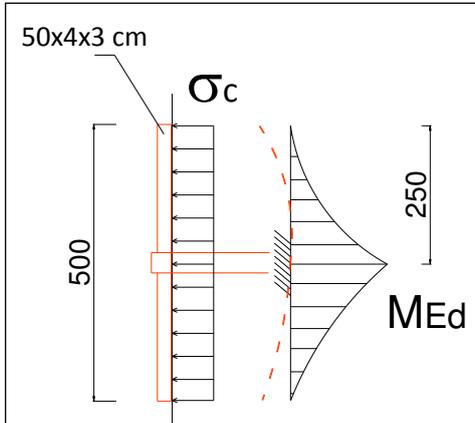
Verifica a flessione della piastra di ancoraggio

Piastra in acciaio 50 x 4 x 3 cm.

La compressione massima dietro il capochiave è: $\sigma = T / A = 980 \text{ daN} / 150 = 6,5 \text{ daN/cm}^2$

La larghezza della sezione del capochiave è: $b=3 \text{ cm}$ pertanto il carico distribuito vale:

$q = \sigma \cdot b = 6,5 \times 3 = 20 \text{ daN/cm}$



Il momento flettente agente nel capochiave vale:

$$M_{Ed} = qL^2 / 2 = 20 \times 25^2 / 2 = 6.250 \text{ daN}\cdot\text{cm}$$

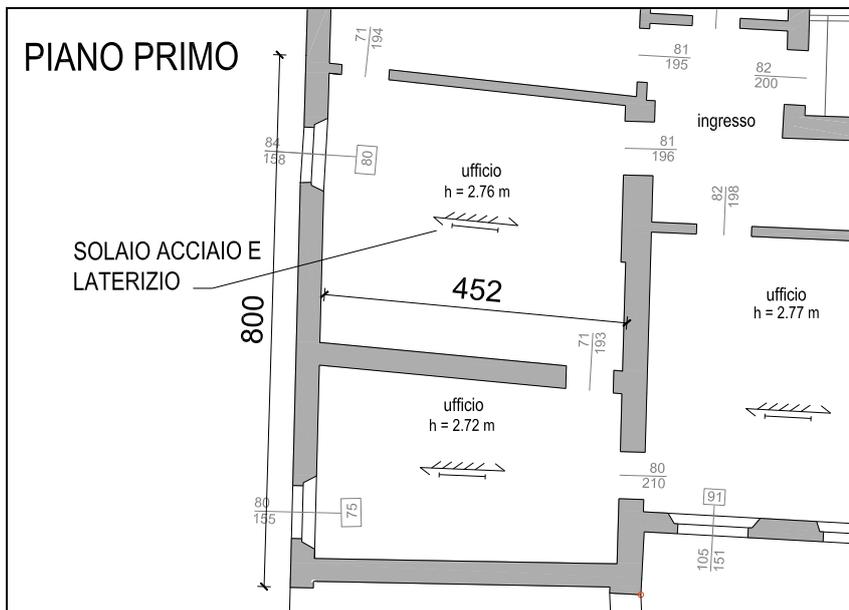
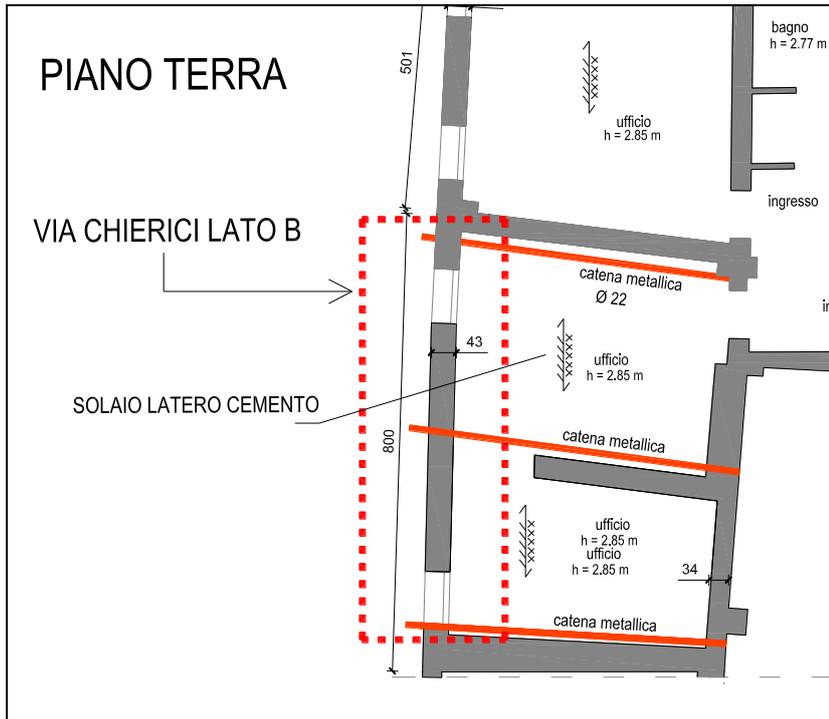
La sezione resistente è 3 x 4 cm in acciaio S 275:

$$W = b \cdot h^2 / 6 = 3 \cdot 4^2 / 6 = 8 \text{ cm}^3$$

$$M_{Rd} = W \cdot f_{yd} / \gamma_s = 8 \cdot 2.750 / 1,05 = \mathbf{20.950 \text{ daN cm} > M_{Ed}}$$

(VERIFICA SODDISFATTA)

VIA CHIERICI – LATO B



Combinazione sismica SLV : $q_4 = 2,4 \times (2,7 + 0,3 \times 2,00) = 8 \text{ kN/ml}$

Considerando una larghezza di $L=8,0 \text{ m}$ il carico complessivo trasmesso vale:

1° Impalcato: $N_1 = 0 \text{ kN/ml}$

2° Impalcato: $N_2 = q_2 \times L = 8,4 \times 8 = 67 \text{ kN}$

3° Impalcato: $N_3 = q_3 \times L = 8,4 \times 8 = 67 \text{ kN}$

4° Impalcato: $N_4 = q_4 \times L = 8 \times 8 = 64 \text{ kN}$

STATO DI FATTO

DATI INIZIALI	Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
		Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
		Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]		
		1	2	3	4	5		
	1	1,20	2,70	8,00	6,00	8,00	18,0	
	2	0,90	2,45	8,00	6,00	8,00	18,0	
	3	0,90	2,50	8,00	6,00	8,00	18,0	
	4	0,50	2,10	8,00	6,00	8,00	18,0	
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI								
	Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo Y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) Y_{Gi} [m]
	1	0,40	2,80	0,30			1,31	
	2	0,31	2,75	0,25			1,33	
	3	0,31	2,75	0,25			1,32	
	4	0,12	2,60	0,06			1,30	
AZIONI SUI MACROELEMENTI								
	Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
	1	139,7		0,0				
	2	105,5		67,0				
	3	104,9		67,0				
	4	38,0		64,0				

DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI					
	Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]	
	4 - 3 - 2 - 1	62,8	37,3	0,0	0,0	
	4 - 3 - 2	34,9	37,3	0,0	0,0	
	4 - 3	18,5	20,6	0,0	0,0	
	4	2,3	3,8	0,0	0,0	
	MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI					
	Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
	4 - 3 - 2 - 1	1704,4	1625,6	0,0	0,0	0,0
	4 - 3 - 2	825,3	1071,2	0,0	0,0	0,0
4 - 3	292,4	526,7	0,0	0,0	0,0	
4	49,4	166,4	0,0	0,0	0,0	
MULTIPLICATORE α_0	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	4 - 3 - 2 - 1	0,030	1,35	45,625	0,764	0,286
	4 - 3 - 2	0,038		35,206	0,774	0,358
	4 - 3	0,048		21,745	0,779	0,446
	4	0,028		9,556	0,919	0,224

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008					
PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,24		
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1,00		
	Categoria suolo di fondazione		C		
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,179		
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_O		2,381		
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]		0,299		
	Fattore di smorzamento η		0,466		
	Altezza della struttura H [m]		15,00		
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S		1,444		
	Coefficiente C_C		1,564		
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,444		
	Numero di piani dell'edificio N		4		
	Coefficiente di partecipazione modale γ		1,333		
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0,381		
	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
4 - 3 - 2 - 1			0,045		
4 - 3 - 2	2,80	0,187	0,057	3,219	
4 - 3	5,55	0,370	0,070	2,024	
4	8,30	0,553	0,035	0,681	

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	4 - 3 - 2 - 1	0,045
	4 - 3 - 2	0,057
	4 - 3	0,070
	4	0,035

Accelerazione di picco al suolo rigido che determina il raggiungimento dello SLV relativamente al cinematismo considerato.

Essendo $a_{g(SLV)} = 0,035 < a_{g,rif}(P_{VR}) = 0,179$ la **verifica non risulta soddisfatta.**

STATO DI PROGETTO

Si predispongono n° 3 capochiave a paletto 50x4x3 cm che forniscono un tiro massimo cadauno di $T=9,8$ kN

DETERMINAZIONE DEL TIRO DELLA CATENA		
CARETTERISTICHE GEOMETRICHE	Area della sezione trasversale del tirante A_S [mm ²]	379,0
	Altezza della piastra di ancoraggio del tirante a [cm]	50,0
	Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante b [cm]	3,0
	Spessore della parete su cui è ancorato il tirante t [cm]	25,0
	Angolo di attrito della muratura β [°]	45,0
	Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante A_1 [cm ²]	150,0
	Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [m]	1,0
	Area di ripartizione delle azioni di compressione A_2 [cm ²]	260,0
	$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$	1,3
	Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di T_2 [%]	80,0%
PARAMETRI MECCANICI	Fattore di confidenza F_C	1,35
	Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura γ_M	2,00
	Resistenza di calcolo dei tiranti $f_{d,S}$ [N/mm ²]	275,00
	Resistenza media a compressione della muratura f_m [N/cm ²]	240,00
	Resistenza media a taglio della muratura τ_0 [N/cm ²]	6,00
	Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm ²]	88,89
TIRO DELLA CATENA	Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{v,d,M}$ [N/cm ²]	2,22
	Resistenza dei tiranti allo sneravamento T_1 [kN]	104,2
	Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio T_2 [kN]	9,8
	Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura T_3 [kN]	17,6
	Massimo tiro esplicabile dalla catena T [kN]	9,8

Per il primo e quarto impalcato vi sono 3 catene pertanto il tiro complessivo è:
 $T=9,8 \times 3 = 29,4$ kN.

Si ricalcola l'accelerazione al suolo di collasso con il tiro delle catene inserito:

DATI INIZIALI	Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)				Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]	
		Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
		Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]			Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]
		1	2	3	4			
	1	1,20	2,70	8,00	6,00	8,00	18,0	
	2	0,90	2,45	8,00	6,00	8,00	18,0	
	3	0,90	2,50	8,00	6,00	8,00	18,0	
	4	0,50	2,10	8,00	6,00	8,00	18,0	
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI								
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo Y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) Y_{Gi} [m]	
1	0,40	2,80	0,30			1,31		
2	0,31	2,75	0,25			1,33		
3	0,31	2,75	0,25			1,32		
4	0,12	2,60	0,06			1,30		
AZIONI SUI MACROELEMENTI								
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]	
1	139,7		0,0				29,4	
2	105,5		67,0					
3	104,9		67,0					
4	38,0		64,0				29,4	

DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI				
	Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
	4 - 3 - 2 - 1	62,8	37,3	0,0	402,8
	4 - 3 - 2	34,9	37,3	0,0	238,1
	4 - 3	18,5	20,6	0,0	157,3
	4	2,3	3,8	0,0	76,4
MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI					
Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
4 - 3 - 2 - 1	1704,4	1625,6	0,0	0,0	0,0
4 - 3 - 2	825,3	1071,2	0,0	0,0	0,0
4 - 3	292,4	526,7	0,0	0,0	0,0
4	49,4	166,4	0,0	0,0	0,0

MULTIPLICATORE α_0	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	4 - 3 - 2 - 1	0,151	1,35	45,625	0,764	1,437
	4 - 3 - 2	0,164		35,206	0,774	1,537
	4 - 3	0,240		21,745	0,779	2,238
	4	0,383		9,556	0,919	3,025

**CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008**

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,24
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1,00
	Categoria suolo di fondazione		C
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,179
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0		2,381
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]		0,299
	Fattore di smorzamento η		0,466
	Altezza della struttura H [m]		15,00
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S		1,444
	Coefficiente C_C		1,564
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,444
	Numero di piani dell'edificio N		4
	Coefficiente di partecipazione modale γ		1,333
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0,381

Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
4 - 3 - 2 - 1			0,227	
4 - 3 - 2	2,80	0,187	0,243	13,834
4 - 3	5,55	0,370	0,354	10,160
4	8,30	0,553	0,478	9,185

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	4 - 3 - 2 - 1	0,227
	4 - 3 - 2	0,243
	4 - 3	0,354
	4	0,478

Accelerazione di picco al suolo rigido che determina il raggiungimento dello SLV relativamente al cinematismo considerato.

Essendo $a_{g(SLV)} = 0,227 > a_{g,rif}(P_{VR}) = 0,179$ la **verifica risulta soddisfatta**.

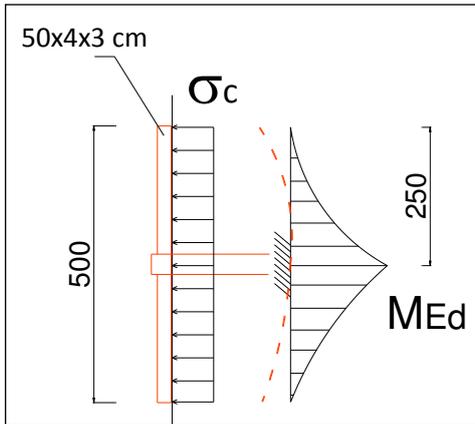
Verifica a flessione della piastra di ancoraggio

Piastra in acciaio 50 x 4 x 3 cm.

La compressione massima dietro il capochiave è: $\sigma = T / A = 980 \text{ daN} / 150 = 6,5 \text{ daN/cm}^2$

La larghezza della sezione del capochiave è: $b=3 \text{ cm}$ pertanto il carico distribuito vale:

$$q = \sigma \cdot b = 6,5 \times 3 = 20 \text{ daN/cm}$$



Il momento flettente agente nel capochiave vale:

$$M_{Ed} = qL^2 / 2 = 20 \times 25^2 / 2 = 6.250 \text{ daN}\cdot\text{cm}$$

La sezione resistente è 3 x 4 cm in acciaio S 275:

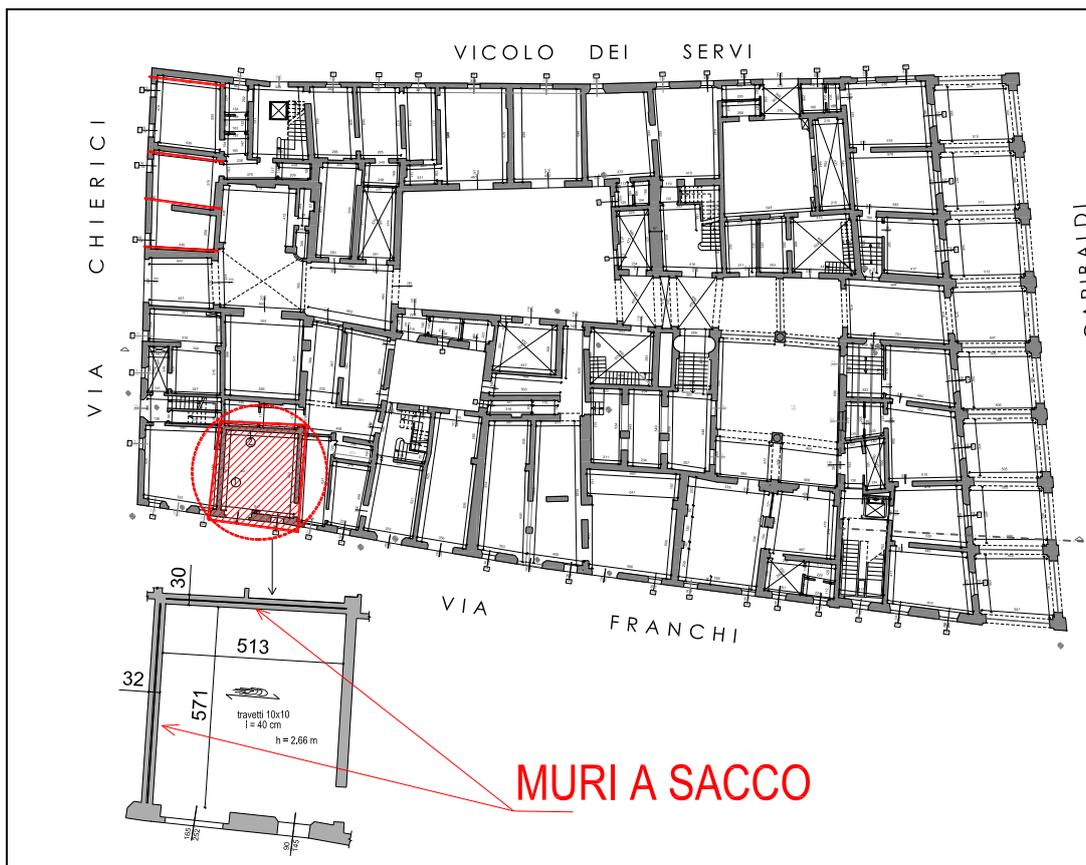
$$W = b \cdot h^2 / 6 = 3 \cdot 4^2 / 6 = 8 \text{ cm}^3$$

$$M_{Rd} = W \cdot f_{yd} / \gamma_s = 8 \cdot 2.750 / 1,05 = \mathbf{20.950 \text{ daN cm} > M_{Ed}}$$

(VERIFICA SODDISFATTA)

2.2. Rinforzo di murature a sacco

Al piano terra sul lato ovest di via Franchi vi è un ambiente ove due murature perimetrali sono “a sacco”. Il consolidamento sarà realizzato mediante tecnica di scuci-cuci e l’inserimento diffuso di diatoni con barre metalliche ϕ 8 in acciaio ad aderenza migliorata B 450C iniettati con geo-malta di pura calce idraulica naturale. Tale sistema permetterà di realizzare un efficace collegamento fra i paramenti murari, evitando il distacco di uno di essi o l’innesco di fenomeni d’instabilità per compressione.



Si calcola l’azione sismica che attiva il ribaltamento fuori piano.

L’accelerazione di progetto è: $S_d = 0,275 \cdot g$

Si esegue la verifica per la parete lunga 5,71 m, di dimensioni maggiori rispetto a quella da 5,13 m che sarà di conseguenza soddisfatta.

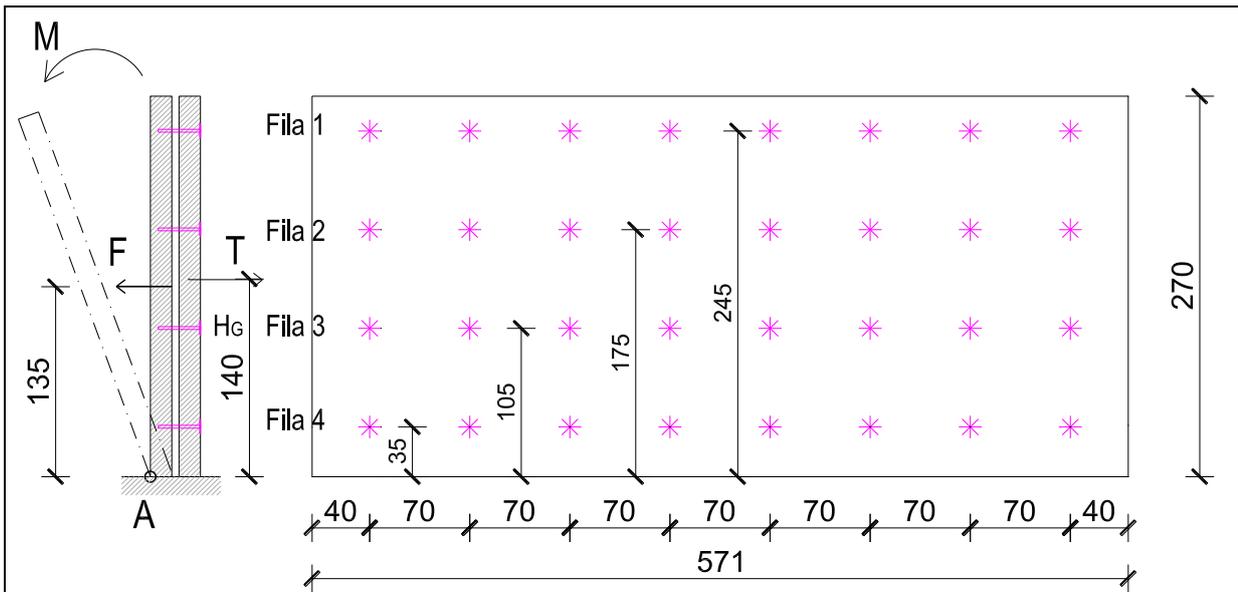
- In condizioni sismiche la massa del solaio in legno è:

$$W_1 = 5,71 \times 5,13/2 \times (G_1 + G_2 + \psi \cdot Q_{1k}) = 5,71 \times 2,56 \times (2,70 + 0,3 \times 2) = 48 \text{ kN}$$

- In condizioni sismiche la massa inerziale del muro ribaltante è:

$$W_2 = G_1 + G_2 + \psi \cdot Q_{1k} = 5,71 \times 0,32 \times 2,70 \times 1.800 = 8.900 \text{ daN} = 89 \text{ kN}$$

$$W = W_1 + W_2 = 137 \text{ kN}$$



L'azione tagliante sismica che sollecita la parete vale:

$$F_{Ed} = W \times S_d = 38 \text{ kN} \text{ (Azione sismica orizzontale applicata al baricentro)}$$

Si predispongono dei diatoni con maglia quadrata 70x70 cm, formati da barre ad aderenza migliorata B450 c ϕ 8 lunghi 25 cm.

La parete ha dimensioni 5,71 x 2,7, pertanto con una maglia 70x70 cm si posizionano N° 32 ϕ 8.

La resistenza a taglio di una barra è:

$$F'_v = 0,6 \times A \times f_{bt} / \gamma_{M0} = 0,6 \times 0,50 \text{ cm}^2 \times 5.400 \text{ daN/cm}^2 / 1,25 = 13 \text{ kN}$$

$$F_{v,tot} = n \times F'_v = 416 \text{ kN} > F_{Ed} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

Valuto l'azione F_{Ed} applicata nel baricentro del muro quindi il momento ribaltante è:

$$M_{Ed} = F_{Ed} \cdot h_1 = 38 \times 1,35 \text{ m} = 51,3 \text{ kNm}$$

Calcolo il baricentro del sistema di forze dei diatoni $\sum f_i h_i = F_{tot} \cdot H_G \rightarrow H_G = 140 \text{ cm}$

Il momento resistente offerto dai diatoni è: $F_{v,tot} \times H_G = 416 \times 1,4 = 582 \text{ kNm} > M_{Ed}$

VERIFICA SODDISFATTA

Le azioni massime di tiro per ogni fila di diatoni è:

Il momento d'inerzia del sistema di forze considerando l'area delle file dei diatoni e il solo momento di trasporto rispetto al baricentro è:

$$J = \sum A_i d_i^2 = 3,5 \times 105^2 + 3,5 \times 35^2 + 3,5 \times 35^2 + 3,5 \times 105^2 = 85.750 \text{ cm}^4$$

$$A_i = 7 \times 0,5 = 3,5 \text{ cm}^2$$

$$F_1 = M/J \times 105 = 6,3 \text{ kN} < 13 \times 7 = 91 \text{ kN}$$

$$F_2 = M/J \times 35 = 2,1 \text{ kN} < 13 \times 7 = 91 \text{ kN}$$

$$F_3 = M/J \times 105 = 2,1 \text{ kN} < 13 \times 7 = 91 \text{ kN}$$

$$F_4 = M/J \times 105 = 6,3 \text{ kN} < 13 \times 7 = 91 \text{ kN}$$

VERIFICA SODDISFATTA

2.3. Cerchiatura pilastro e controventamento

Al piano terzo è presente un pilastro in muratura 25x38 cm, sul quale confluiscono le travi di copertura di legno della copertura. Il pilastro è lesionato e leggermente inflesso nella parte superiore in corrispondenza degli appoggi delle travi.

Il progetto prevede il rinforzo mediante cerchiatura metallica del pilastro e l'inserimento di croci controventanti di S. Andrea al fine di diminuire gli spostamenti nel piano del pilastro.



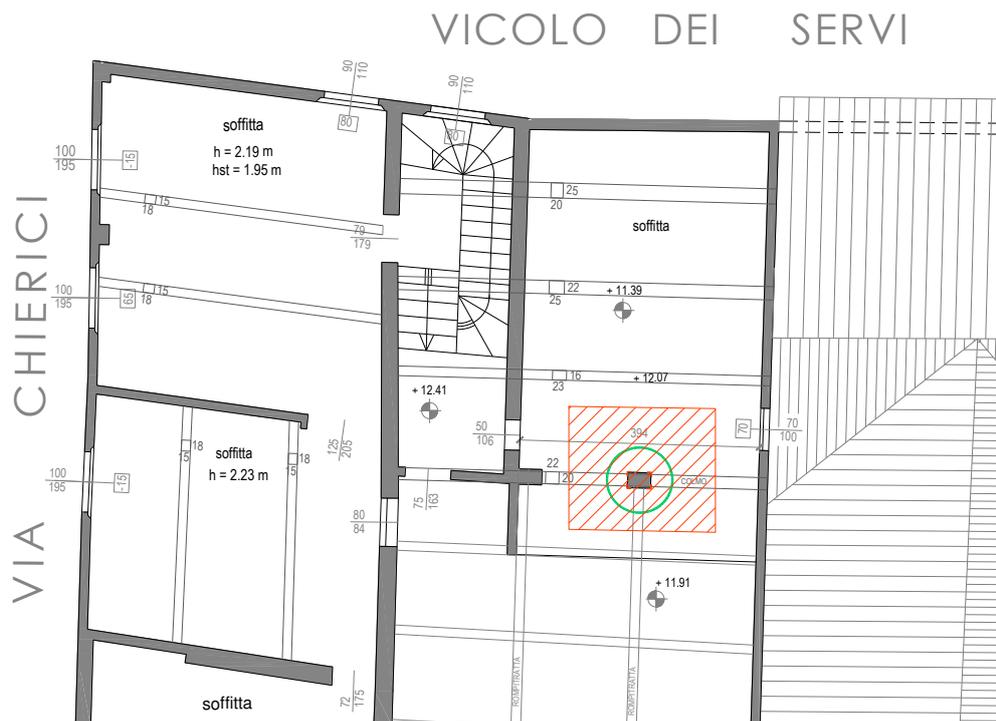
Figura 6 – Pilastro da consolidare.

Analisi dei carichi

➤ Copertura in Legno e laterizio - STATO DI FATTO (da non consolidare)

- Manto Coppi	0,80 kN/m ²
- Guaina bituminosa:	0,10 kN/m ²
- Tavelle s=5 cm:	0,70 kN/m ²
- Orditura principale	0,40 kN/m ²
- Travatura secondaria legno:	0,20 kN/m ²
<i>Totale Carico Permanente</i>	2,20 kN/m²

Sovraccarico Variabile (Neve): **1,20 kN/m²**



Considero la combinazione sismica SLV e un'area d'influenza $A = 5 \text{ mq}$

Combinazione Sismica:

Coefficiente di combinazione:

$\psi_{2j} = 0,3$ Ambienti uso residenziale

$\psi_{2j} = 0,0$ Neve

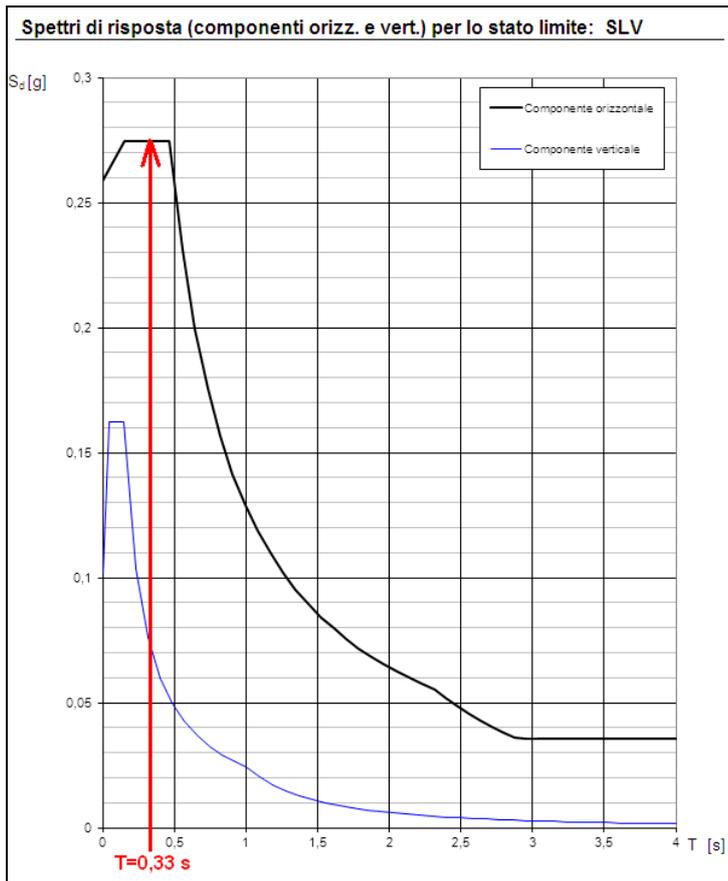
Considerando un'accelerazione spettrale funzione del periodo proprio del fabbricato $T_1=0,38 \text{ sec}$, (formula semplificata [par. 7.3.5] dell'analisi statica riportata al par. 7.3.3.2 - NTC 2008).

$$T_1 = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}}$$

$H = 15 \text{ mt}$

$C_1 = 0,05$ (muratura)

$T_1 = 0,38 \text{ s}$ (Periodo Proprio) → entrando in ascissa nel grafico dello spettro di risposta di progetto ottengo l'accelerazione di progetto.



L'accelerazione $S_d = 0,275 \cdot g$

In condizioni sismiche la massa inerziale del solaio più il peso proprio del pilastro sono:

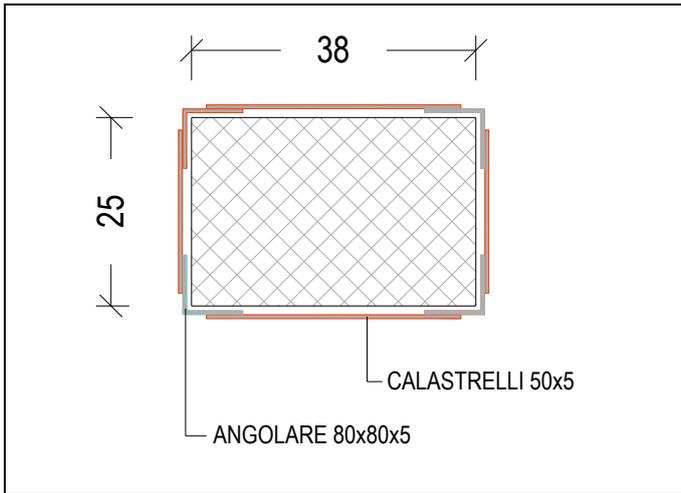
$$W_1 = G_1 + G_2 + \psi \cdot Q_{1k} = 0,38 \times 0,25 \times 2,5 \times 1.800 + (220 + 0,0 \cdot 120) \times 5 \text{ mq} = 1.530 \text{ daN}$$

L'azione tagliante sismica che sollecita il pilastro vale:

$$V_{Ed} = W \times S_d = 420 \text{ daN} = 4,2 \text{ kN} \text{ (Azione sismica tagliante)}$$

Lo sforzo normale vale: $N_{Ed} = 15,3 \text{ kN}$ (sforzo normale)

Si incamicia il pilastro mediante 4 angolari metallici 80x80x5 e una serie di calastrelli formati da piatti di sezione 50x5 mm.



Il contributo della camicia in acciaio alla resistenza al taglio è calcolato secondo la formula riportata nel par. C8A.7.2.1 della Circolare n. 617 del 02/02/2009:

$$V_j = 0,5 \frac{2tb}{s} f_{yw} \frac{1}{\cos\alpha}$$

Si riporta il calcolo del contributo della resistenza a taglio dell'incamiciatura:

INCAMICIATURA ACCIAIO			
Aumento resistenza a taglio (C8A.7.2.1)			
S 275			
f_{yw}=	275	N/mm ²	
t_j=	5	mm	spessore bande
b=	50	mm	larghezza bande
s=	250	mm	interasse bande
α =	80		
cos α =	0,174		
V_j=	15,8	kN	→ Resistenza a taglio

La resistenza a taglio del pilastro incamiciato $V_j = 15,8 \text{ kN} > V_{Ed} = 4,2 \text{ kN}$ (**VERIFICA SODDISFATTA**).

Nel piano del pilastro s' inseriscono dei controventi a croce di S. Andrea, formati da barre circolari $\phi 16 \text{ mm}$ in acciaio S 275. I controventi ridurranno le deformazioni nel piano dovute all'azione simica orizzontale.

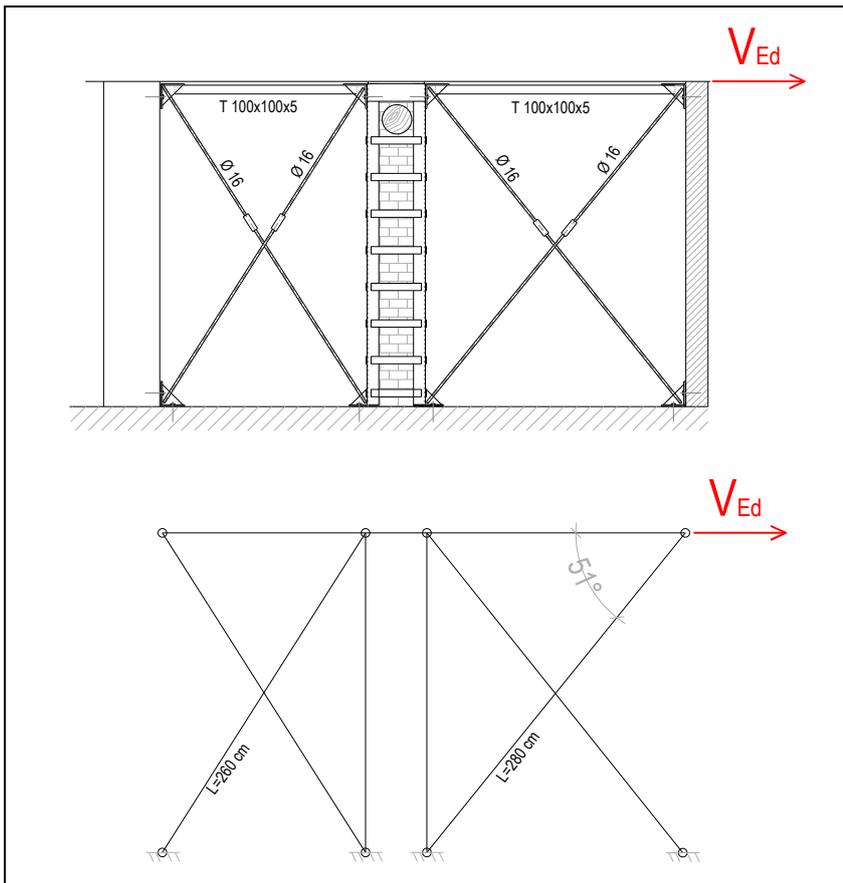


Figura 7 - Controventamento e schema di calcolo.

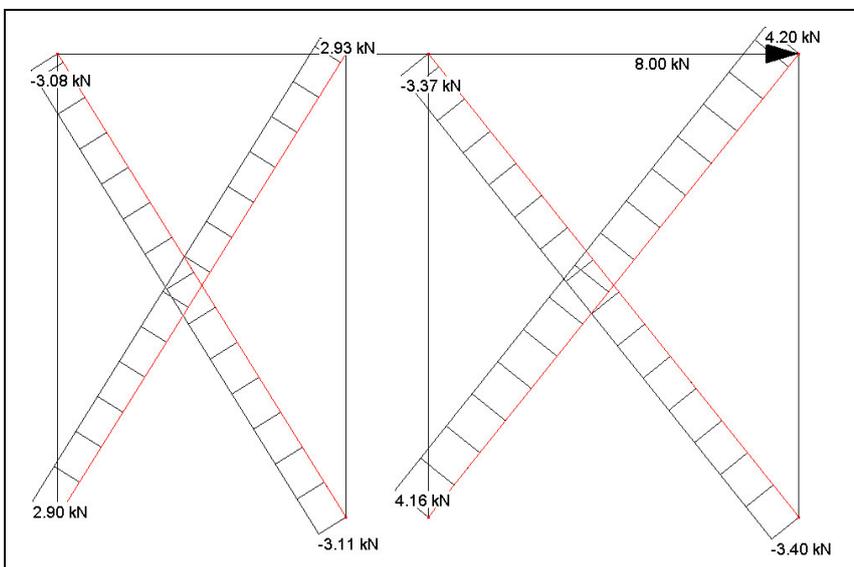


Figura 8 - Sollecitazioni di trazione nei controventi.

L'azione di trazione massima nel controvento vale $N=4,2$ kN
 I controventi sono barre $\phi 16$ mm – S275

- $f_{yk} = 275$ N/mm² (snervamento acciaio)
- $\gamma_M = 1,05$ (coefficiente parziale del materiale)

- $A_{res}=157 \text{ mm}^2$ (Area resistente)

La resistenza a trazione del controvento vale:

- $N_{Rd} = A_{res} \cdot f_{yk} / \gamma_M = 41 \text{ kN} > N=4,2 \text{ kN}$ **(VERIFICA SODDISFATTA)**

2.4. Eliminazione delle spinte nel sottotetto

La copertura lignea sopra sala riunione di via Franchi è formata da elementi di grossa orditura (capriate e terzere) sormontate da travi in legno e tavelloni in laterizio che sostengono coppi posti in doppio strato. Nel sottotetto è presente una trave diagonale appoggiata sopra l'ultima capriata e il muro d'angolo, in modo tale da formare la linea di cantonale che risulta spingente. Nel sottotetto non sono presenti cordoli o tiranti perimetrali atti a contenere le spinte.



Si analizza la minima accelerazione che innesca i seguenti meccanismi di collasso:

1. Meccanismo di Ribaltamento del cuneo diagonale (cantonale)
2. Meccanismo di Ribaltamento semplice di parete
3. Rinforzo muratura su trave spingente

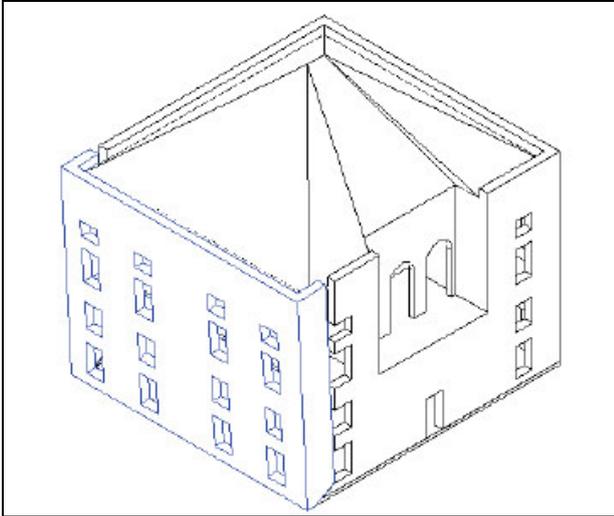


Figura 9 - Ribaltamento di parete

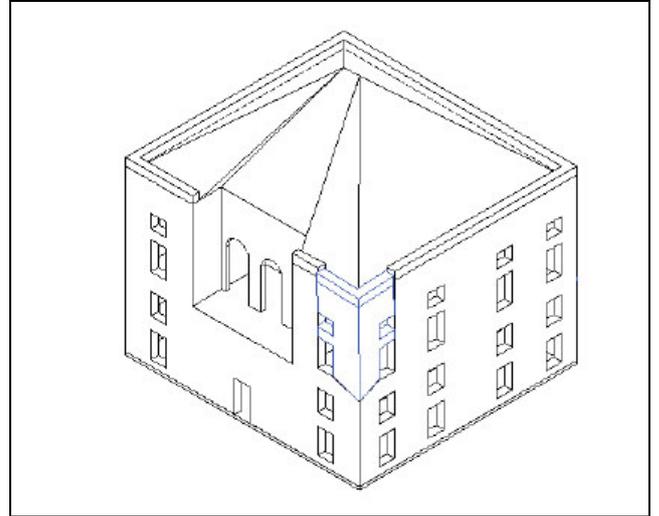
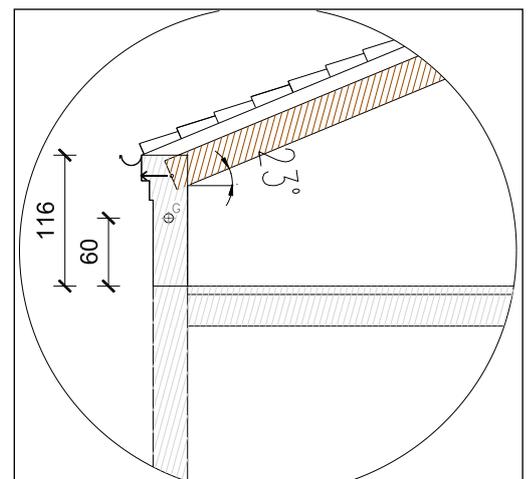
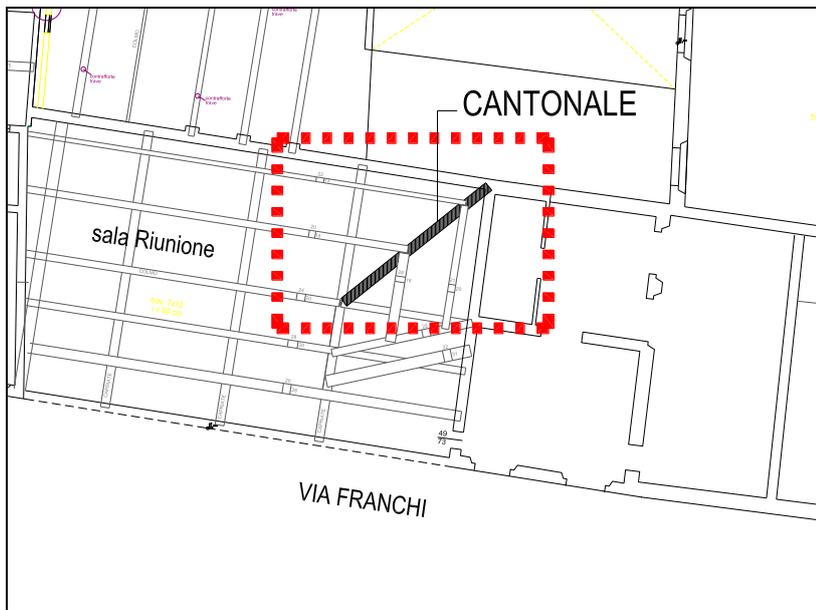


Figura 10 - Ribaltamento del cantonale

1. Ribaltamento del cuneo diagonale (cantonale)



La domanda della struttura nel caso in cui il cinematicismo interessa una porzione di edificio appoggiato a terra assume nel caso di SLV il seguente valore (Circ. n.617/2009 § C8A.4.2.3)

$$a_0^* \geq \frac{a_g (P_{VR}) S}{q}$$

- a_g accelerazione massima a sito funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento come definiti al § 3.2 delle NTC
- S coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.
- $q=2,24$ fattore di struttura (C8A.4.9)

Si riportano le calcolazioni del foglio elettronico, dove si riporta il calcolo della massa partecipante, il moltiplicatore dei pesi α , e in ultimo l'accelerazione che attiva il meccanismo cinematico:

$$M_S = \alpha \cdot M_R \rightarrow \alpha = M_S / M_R$$

STATO DI FATTO

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEL CUNEO DI DISTACCO									
Spessore delle pareti convergenti nell'angolata S [m]	Altezza globale del cuneo di distacco h [m]	Quota del baricentro del cuneo di distacco Y _G [m]	Quota del punto di applicazione dell'azione trasmessa da archi o volte al cuneo di distacco rispetto alla cerniera A h _V [m]	Distanza orizzontale, misurata nella direzione del ribaltamento, del baricentro del cuneo di distacco rispetto alla cerniera A X _G [m]	Braccio orizzontale del carico P trasmesso in testa al cantonale rispetto alla cerniera A d _P [m]	Braccio orizzontale dell'azione trasmessa da archi o volte al cuneo di distacco rispetto alla cerniera A d _V [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso in testa alla parete 1 rispetto alla cerniera A d ₁ [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso in testa alla parete 2 rispetto alla cerniera A d ₂ [m]	
0,28	1,16	0,60		0,69	0,40	0,40	0,77	0,69	
DATI INIZIALI	COORDINATE DEI PUNTI DI APPLICAZIONE DELLE AZIONI SUL CANTONALE NEL PIANO ORIZZONTALE								
	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto allo spigolo esterno del cantonale nella direzione del ribaltamento [m]	Coordinate nel sistema di riferimento del piano orizzontale	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del baricentro del cuneo di distacco [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico P sul cantonale [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico di archi o volte [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico in testa alla parete 1 [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico in testa alla parete 2 [m]		
			d	0,22	0,00	0,67	-0,14		
	0,23	a	-0,19	0,00	0,14	-0,55			
AZIONI SUL CUNEO DI DISTACCO									
Peso proprio del cuneo di distacco W [kN]	Carico verticale concentrato trasmesso in testa al cantonale P [kN]	Spinta statica trasmessa in testa al cantonale P _H [kN]	Carico verticale in testa alla parete 1 ed alla parete 2 P _{V1} , P _{V2} [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F _V [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento F _H , F' _H [kN]	Spinta statica in testa alla parete 1 nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento P _{H1} , P' _{H1} [kN]	Spinta statica in testa alla parete 2 nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento P _{H2} , P' _{H2} [kN]	Risultante dell'azione trasferita dai tiranti in testa al cuneo nella direzione parallela alle pareti e del ribaltamento (T ₁ +T ₂), (T' ₁ +T' ₂) [kN]	
19,0	17,5	7,0	9,0 9,0			4,0	3,0	0,0	
						0,0	2,8	2,1	
								0,0	

DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI						
	Peso proprio del cuneo di distacco [kNm]	Carico in testa al cantonale [kNm]	Carico in testa alle pareti [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]		
	8,7	3,0	9,0	0,0	0,0		
DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI						
	Inerzia del cuneo di distacco [kNm]	Inerzia del carico in testa al cantonale [kNm]	Inerzia del carico in testa alle pareti [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica sul cantonale [kNm]	Spinta statica sulle pareti [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]
	11,4	20,3	20,9	0,0	8,1	5,7	0,0

MOLTIPLICATORE α_0	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	0,131	1,35	5,161	0,929	1,025

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,24		
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1,00		
	Categoria suolo di fondazione		C		
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,179		
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0		2,381		
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]		0,299		
	Fattore di smorzamento η		0,446		
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]		12,500		
	Altezza della struttura H [m]		13,50		
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S		1,444		
	Coefficiente C_C		1,564		
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,444		
	Numero di piani dell'edificio N		4		
	Coefficiente di partecipazione modale γ		1,333		
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0,352		
Baricentro delle linee di vincolo Z [m]		$\psi(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)	
		12,50	0,926	0,162	1,861

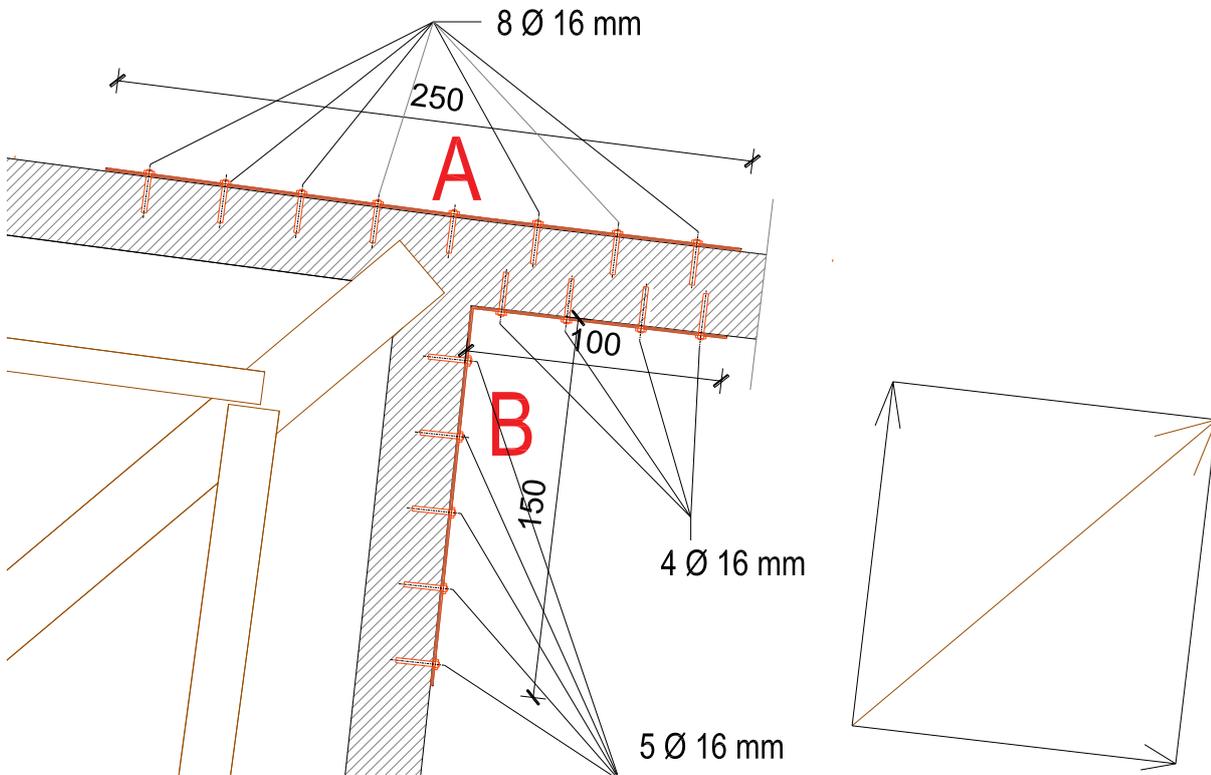
Accelerazione di picco al suolo rigido di riferimento.

PGA-SLV	$a_g(SLV)$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)
	0,124

Accelerazione di picco al suolo rigido che determina il raggiungimento dello SLV relativamente al cinematisimo considerato (ribaltamento cantonale)

Essendo $a_g(SLV) = 0,124 < a_{g,rif}(P_{VR}) = 0,179$ (la **verifica non risulta soddisfatta.**)

Si predispongono dei tiranti formati da piatti metallici 50x6 mm S275, connesse alla muratura esterna, e idonei a contrastare la spinta del cantonale.
 I piatti saranno denominati A (50x6x250 mm) e l'angolare B (150x50x6+100x50x6 mm).
 I piatti saranno fissati mediante barre filettate ϕ 16 mm classe 8.8 e malta ad alta resistenza.



L'azione di contrasto è data dal minimo valore fra la trazione della sezione del piatto e la resistenza a taglio dei tasselli nella muratura.

- $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$ (snervamento acciaio)
- $\gamma_M = 1,05$ (coefficiente parziale del materiale)
- $A = 50 \times 6 = 300 \text{ mm}^2$ (Area del piatto)

La resistenza a trazione dei piatti vale:

- $V_{Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_M = 78 \text{ kN}$

Si calcola la resistenza a taglio massima di un fissaggio ϕ 16 mm h= 20 cm usando le **ETAG 029 - Ancoraggi metallici su muratura**.

Barre filettate classe 8.8

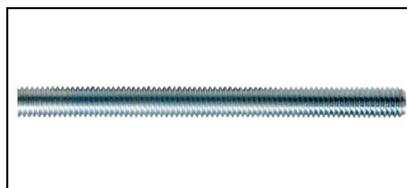
$f_{uk} = 8.000 \text{ daN/cm}^2$

$f_{yk} = 6.400 \text{ daN/cm}^2$

$d = 16 \text{ mm}$

$A_s = 2 \text{ cm}^2$

$\gamma_{Ms} = 1,5$ coeff. lato acciaio

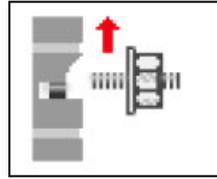


$\gamma_{Mm} = 2,5$ coeff. lato muratura

- **Rottura a taglio della barra metallica**

$$V_{Rk,s} = 0,5 \cdot A_s \cdot f_{uk} = 8.000 \text{ daN} = 80 \text{ kN}$$

$$V_{Sd}^h = V_{Rk,s} / \gamma_{Ms} = 80 / 1,5 = 53 \text{ kN}$$



- **Rottura conica di bordo della muratura**

$$V_{Rk,c} = k \cdot \sqrt{d_{nom}} \cdot (h_{nom} / d_{nom})^{0,2} \cdot \sqrt{f_b} \cdot c_1^{1,5} = 6,8 \text{ kN}$$

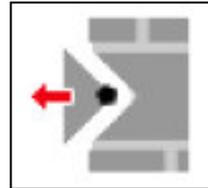
$$k = 0,45$$

$$c_1 = 180 \text{ mm}$$

$$d_{nom} = 16 \text{ mm}$$

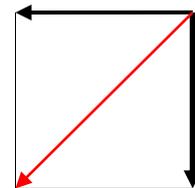
$$h_{nom} = 200 \text{ mm}$$

$$f_b = 0,89 \text{ N/mm}^2$$



$$V_{Sd}^g = V_{Rk,s} / \gamma_{Mms} = 6,8 / 2,5 = 2,7 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = \min (V_{Rd}, V_{Sd}^h, V_{Sd}^g) = 2,7 \text{ kN}$$



La resistenza minima di una barra è $V_{Sd} = 2,7 \text{ kN}$, e considero il numero minimo di tasselli sull'angolare B $\rightarrow n=4$.

La resistenza minima è data dall'azione di taglio delle barre poste nella muratura piena, considerando **n°4 tasselli** $\phi=16 \text{ mm}$.

Pertanto l'azione componente che si oppone alla spinta è:

$$- V_{tot} = \sqrt{2} \cdot V_{Sd} = \sqrt{2} \cdot (4 \times 2,7 \text{ kN}) = 15 \text{ kN}$$

Si riporta nuovamente il calcolo, mettendo in conto l'azione minima di ritegno che il sistema delle carpenterie con barre filettate $V_{tot} = 15 \text{ kN}$.

STATO DI PROGETTO

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEL CUNEO DI DISTACCO									
Spessore delle pareti convergenti nell'angolata S [m]	Altezza globale del cuneo di distacco h [m]	Quota del baricentro del cuneo di distacco Y _G [m]	Quota del punto di applicazione dell'azione trasmessa da archi o volte al cuneo di distacco rispetto alla cerniera A h _V [m]	Distanza orizzontale, misurata nella direzione del ribaltamento, del baricentro del cuneo di distacco rispetto alla cerniera A X _G [m]	Braccio orizzontale del carico P trasmesso in testa al cantonale rispetto alla cerniera A d _P [m]	Braccio orizzontale dell'azione trasmessa da archi o volte al cuneo di distacco rispetto alla cerniera A d _V [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso in testa alla parete 1 rispetto alla cerniera A d ₁ [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso in testa alla parete 2 rispetto alla cerniera A d ₂ [m]	
0,28	1,16	0,60		0,69	0,40	0,40	0,77	0,69	
COORDINATE DEI PUNTI DI APPLICAZIONE DELLE AZIONI SUL CANTONALE NEL PIANO ORIZZONTALE									
Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto allo spigolo esterno del cantonale nella direzione del ribaltamento [m]	Coordinate nel sistema di riferimento del piano orizzontale	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del baricentro del cuneo di distacco [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico P sul cantonale [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico di archi o volte [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico in testa alla parete 1 [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico in testa alla parete 2 [m]			
		d	0,22	0,00	0,67	-0,14			
0,23	a	-0,19	0,00		0,14	-0,55			
AZIONI SUL CUNEO DI DISTACCO									
Peso proprio del cuneo di distacco W [kN]	Carico verticale concentrato trasmesso in testa al cantonale P [kN]	Spinta statica trasmessa in testa al cantonale P _H [kN]	Carico verticale in testa alla parete 1 ed alla parete 2 P _{V1} , P _{V2} [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F _V [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento F _H , F' _H [kN]	Spinta statica in testa alla parete 1 nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento P _{H1} , P' _{H1} [kN]	Spinta statica in testa alla parete 2 nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento P _{H2} , P' _{H2} [kN]	Risultante dell'azione trasferita dai tiranti in testa al cuneo nella direzione parallela alle pareti e del ribaltamento (T ₁ +T ₂), (T' ₁ +T' ₂) [kN]	
19,0	17,5	7,0	9,0			4,0	3,0	15,0	
			9,0		0,0	2,8	2,1	10,6	
DATI DI CALCOLO									
MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI									
Peso proprio del cuneo di distacco [kNm]	Carico in testa al cantonale [kNm]	Carico in testa alle pareti [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]					
8,7	3,0	9,0	0,0	12,3					
MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI									
Inerzia del cuneo di distacco [kNm]	Inerzia del carico in testa al cantonale [kNm]	Inerzia del carico in testa alle pareti [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica sul cantonale [kNm]	Spinta statica sulle pareti [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]			
11,4	20,3	20,9	0,0	8,1	5,7	0,0			
MULTIPLICATORE									
α ₀	Valore di α ₀	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a ₀ * [m/sec ²]				
	0,365	1,35	5,161	0,929	2,856				

**CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008**

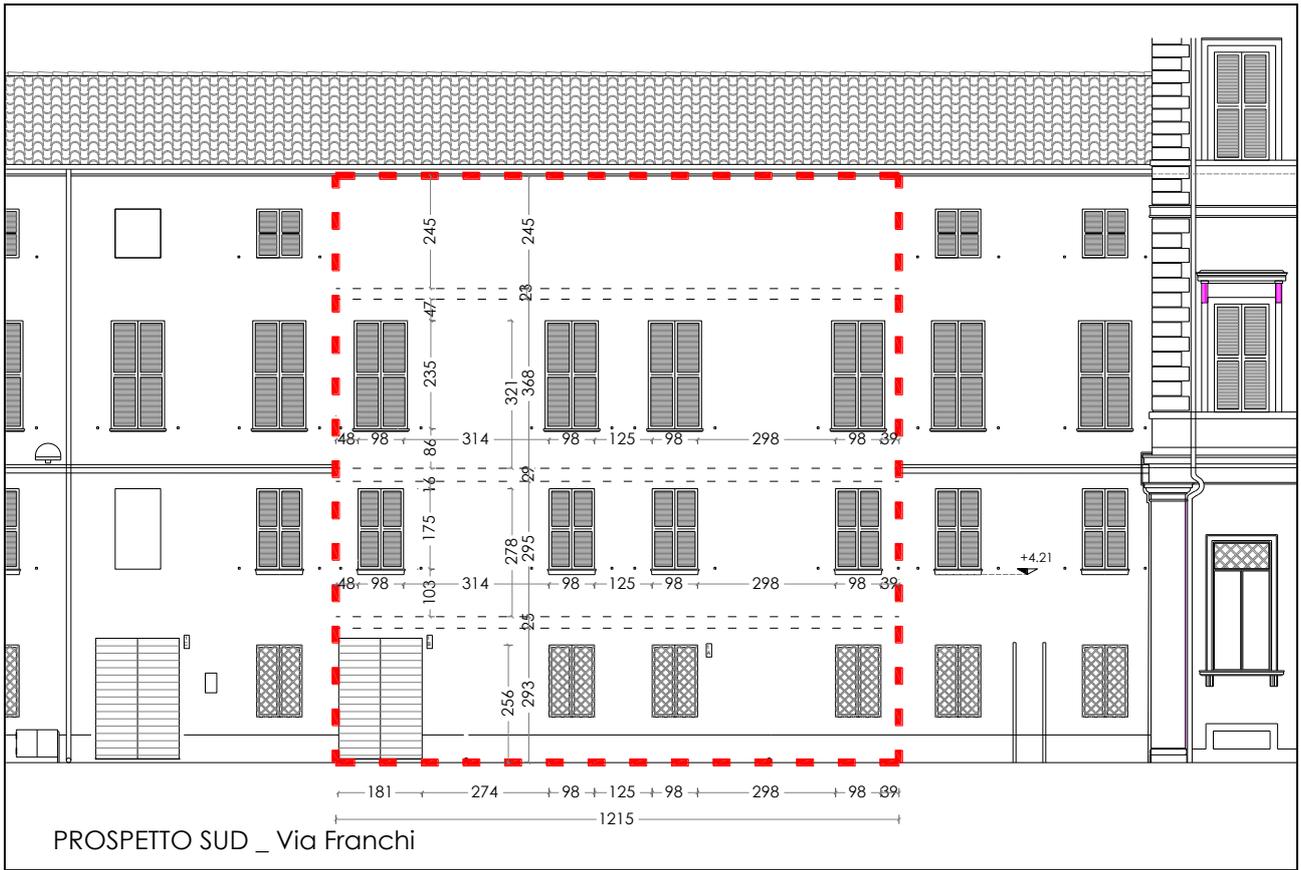
PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,24
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1,00
	Categoria suolo di fondazione		C
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,179
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_O		2,381
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]		0,299
	Fattore di smorzamento η		0,446
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]		12,500
	Altezza della struttura H [m]		13,50
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S		1,444
	Coefficiente C_C		1,564
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,444
	Numero di piani dell'edificio N		4
	Coefficiente di partecipazione modale γ		1,333
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0,352
Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
12,50	0,926	0,452	5,182

PGA-SLV	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)
	0,344

Essendo $a_{g(SLV)} = 0,344 > a_{g,rif}(P_{VR}) = 0,179$ la **verifica risulta soddisfatta.**

2. Meccanismo di Ribaltamento semplice di parete

Il sottotetto è formato da capriate lignee appoggiate alle murature esterne. Nelle catene delle capriate è presente solo da un lato, un piatto metallico innestato nella muratura. Non si conosce né lo stato di consistenza del piatto, né se è presente un capochiave annesso alla muratura. Si dimensiona un ritegno metallico formato da un piatto metallico da collegare alla catena, e da un capochiave fissato alla muratura, in modo da evitare il ribaltamento fuori piano della parete esterna.



STATO DI FATTO

DATI INIZIALI	Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)				Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]	
		Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
		Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]			Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]
		1	2	3	4			
	1	1,05	2,56	10,34	7,40	12,15	18,0	
	2	1,04	2,78	12,15	8,23	12,15	18,0	
	3	0,86	3,21	12,15	8,23	12,15	18,0	
	4	2,45	2,45	12,15	12,15	12,15	18,0	
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI								
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo Y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) Y_{Gi} [m]	
1	0,33	2,93	0,22			1,44		
2	0,33	2,95	0,22			1,37		
3	0,33	3,68	0,22			1,79		
4	0,33	2,45	0,22			1,23		
AZIONI SUI MACROELEMENTI								
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]	
1	157,6		44,0	6,0				
2	172,4		41,0					
3	210,9		42,0					
4	176,8		28,0					

DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI				
	Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
	4 - 3 - 2 - 1	118,4	34,1	0,0	0,0
	4 - 3 - 2	92,4	24,4	0,0	0,0
	4 - 3	64,0	15,4	0,0	0,0
4	29,2	6,2	0,0	0,0	
MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI					
Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
4 - 3 - 2 - 1	4492,9	1107,8	0,0	0,0	72,1
4 - 3 - 2	2625,0	653,7	0,0	0,0	54,5
4 - 3	1244,6	326,2	0,0	0,0	36,8
4	216,6	68,6	0,0	0,0	14,7

MULTIPLICATORE α_0	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	4 - 3 - 2 - 1	0,014	1,35	69,270	0,779	0,134
	4 - 3 - 2	0,019		53,496	0,782	0,177
	4 - 3	0,027		38,400	0,823	0,239
	4	0,072		19,131	0,916	0,574

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,24
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1,00
	Categoria suolo di fondazione		C
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,179
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_O		2,381
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]		0,299
	Fattore di smorzamento η		0,466
	Altezza della struttura H [m]		12,50
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S		1,444
	Coefficiente C_C		1,564
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,444
	Numero di piani dell'edificio N		4
	Coefficiente di partecipazione modale γ		1,333
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0,332

Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
4 - 3 - 2 - 1			0,021	
4 - 3 - 2	2,93	0,234	0,028	1,267
4 - 3	5,88	0,470	0,038	0,855
4	9,56	0,765	0,091	1,260

Accelerazione di picco al suolo rigido di riferimento.

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_g(SLV)$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	4 - 3 - 2 - 1	0,021
	4 - 3 - 2	0,028
	4 - 3	0,038
	4	0,080

Accelerazione di picco al suolo rigido che determina il raggiungimento dello SLV relativamente al cinematisma considerato (ribaltamento facciata)

STATO DI PROGETTO

Si predispongono n°4 piastre sotto intonaco 250x500x10 mm in acciaio S 275 fissate al piatto interno 50x6 posto nelle capriate tramite due barre filettate 20 mm.

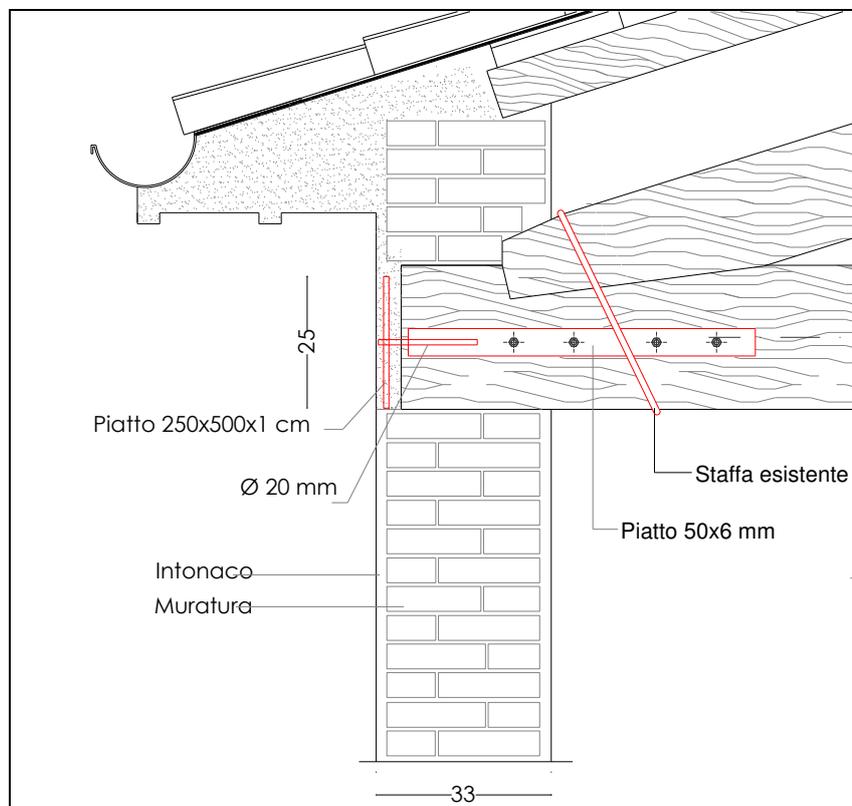


Figura 11 – Piastra fra capriata e muratura

Il tiro della catena e piastra è:

DETERMINAZIONE DEL TIRO DELLA CATENA		
CARETTISTICHE GEOMETRICHE	Area della sezione trasversale del tirante A_S [mm ²]	314,0
	Altezza della piastra di ancoraggio del tirante a [cm]	25,0
	Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante b [cm]	50,0
	Spessore della parete su cui è ancorato il tirante t [cm]	30,0
	Angolo di attrito della muratura β [°]	45,0
	Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante A_1 [cm ²]	1250,0
	Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [m]	1,0
	Area di ripartizione delle azioni di compressione A_2 [cm ²]	1404,0
	$\sqrt{(A_2/A_1)} \leq 2$	1,1
PARAMETRI MECCANICI	Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di T_2 [%]	80,0%
	Fattore di confidenza F_C	1,35
	Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura γ_M	2,00
	Resistenza di calcolo dei tiranti $f_{d,S}$ [N/mm ²]	261,00
	Resistenza media a compressione della muratura f_m [N/cm ²]	240,00
	Resistenza media a taglio della muratura τ_0 [N/cm ²]	6,00
TIRO DELLA CATENA	Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm ²]	88,89
	Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{d,M}$ [N/cm ²]	2,22
	Resistenza dei tiranti allo sneravamento T_1 [kN]	82,0
	Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio T_2 [kN]	16,5
	Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura T_3 [kN]	117,8
Massimo tiro esplicabile dalla catena T [kN]	16,5	

DATI INIZIALI	Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)				Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]	
		Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
		Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]			Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]
		1	2	3	4			
	1	1,05	2,56	10,34	7,40	12,15	18,0	
	2	1,04	2,78	12,15	8,23	12,15	18,0	
	3	0,86	3,21	12,15	8,23	12,15	18,0	
	4	2,45	2,45	12,15	12,15	12,15	18,0	
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI								
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo Y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) Y_{Gi} [m]	
1	0,33	2,93	0,22			1,44		
2	0,33	2,95	0,22			1,37		
3	0,33	3,68	0,22			1,79		
4	0,33	2,45	0,22			1,23		
AZIONI SUI MACROELEMENTI								
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]	
1	157,6		44,0	6,0				
2	172,4		41,0					
3	210,9		42,0					
4	176,8		28,0				66,0	

DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI				
	Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
	4 - 3 - 2 - 1	118,4	34,1	0,0	792,7
	4 - 3 - 2	92,4	24,4	0,0	599,3
	4 - 3	64,0	15,4	0,0	404,6
	4	29,2	6,2	0,0	161,7
MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI					
Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
4 - 3 - 2 - 1	4492,9	1107,8	0,0	0,0	72,1
4 - 3 - 2	2625,0	653,7	0,0	0,0	54,5
4 - 3	1244,6	326,2	0,0	0,0	36,8
4	216,6	68,6	0,0	0,0	14,7

MULTIPLICATORE α_0	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	4 - 3 - 2 - 1	0,156	1,35	69,270	0,779	1,455
	4 - 3 - 2	0,202		53,496	0,782	1,875
	4 - 3	0,285		38,400	0,823	2,513
	4	0,639		19,131	0,916	5,070

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008					
PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q				2,24
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T				1,00
	Categoria suolo di fondazione				C
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]				0,179
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0				2,381
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]				0,299
	Fattore di smorzamento η				0,466
	Altezza della struttura H [m]				12,50
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S				1,444
	Coefficiente C_C				1,564
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S				1,444
	Numero di piani dell'edificio N				4
	Coefficiente di partecipazione modale γ				1,333
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]				0,332
	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	4 - 3 - 2 - 1			0,230	
	4 - 3 - 2	2,93	0,234	0,296	13,440
4 - 3	5,88	0,470	0,397	8,976	
4	9,56	0,765	0,802	11,137	

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	4 - 3 - 2 - 1	0,230
	4 - 3 - 2	0,296
	4 - 3	0,397
	4	0,708

Introducendo le piastre fra le capriate e la muratura l'accelerazione è:
 $a_{g(SLV)} = 0,230 > a_{g,rif}(P_{VR}) = 0,179$ la **verifica risulta soddisfatta.**

$$q=1,8 \times (2,2 + 0 \times 1,2) = 4 \text{ kN/ml}$$

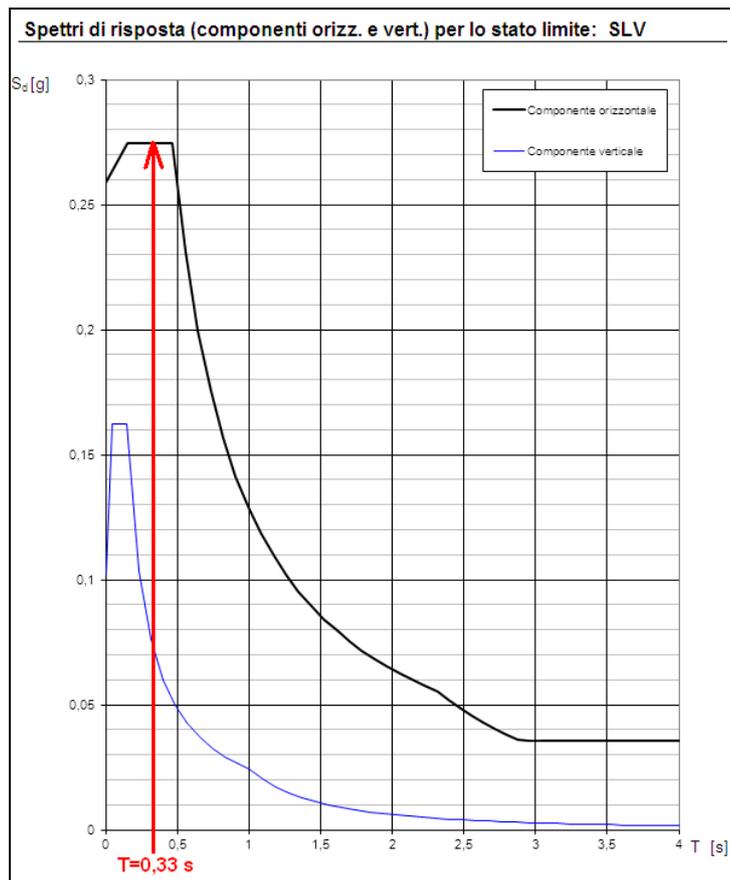
$$\sin\alpha=0,40$$

$$L=4,10 \text{ m}$$

La reazione orizzontale vale

$$H = q \cdot L / 2 \sin\alpha = 3,3 \text{ kN}$$

Calcolo l'azione sismica spingente verso l'esterno mediante un'analisi statica lineare in base alla massa inerziale sopra la trave.



L'accelerazione $S_d = 0,275 \cdot g$

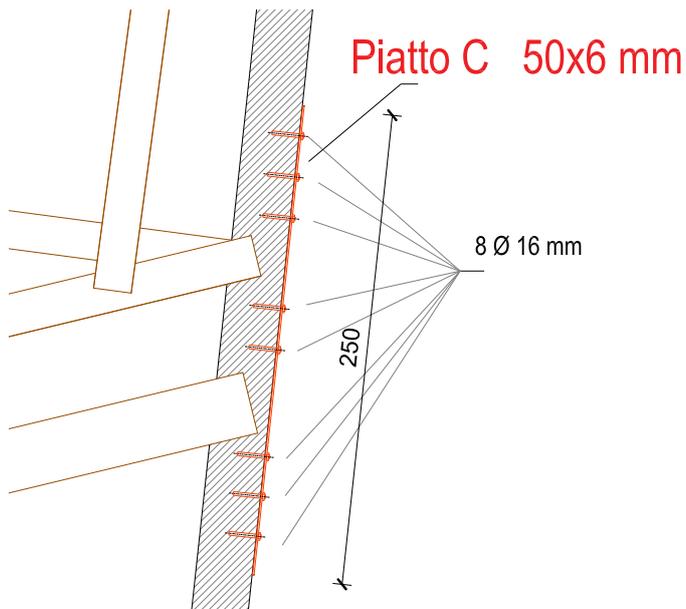
In condizioni sismiche la massa inerziale del solaio più il peso proprio del pilastro sono:

$$W = (G_1 + G_2 + \psi \cdot Q_{1k}) \times A = (2,20 + 0,0 \cdot 120) \times 1,8 \times 4,1 = 5,5 \text{ kN}$$

$$F = W \cdot S_d = 1,5 \text{ kN}$$

$$\text{L'azione spingente totale è: } S = H + F = 4,8 \text{ kN}$$

Si posiziona un piatto metallico esterno 50x6 lungo 2.500 mm tassellato mediante 8 ϕ 16 lunghi 20 cm.



La resistenza contro la spinta della trave è data dalla resistenza a sfilamento delle barre metalliche tassellate nella muratura.

Si calcola il tiro massimo di un singolo fissaggio usando le **ETAG 029** - *Ancoraggi metallici su muratura*.

Barre filettate classe 8.8

$$f_{uk} = 8.000 \text{ daN/cm}^2$$

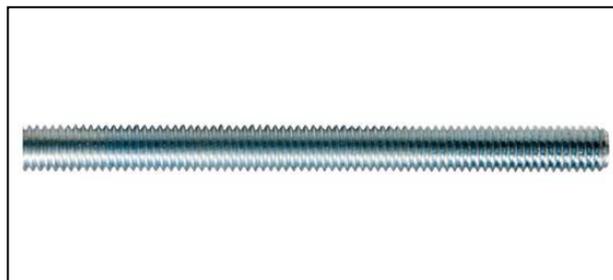
$$f_{yk} = 6.400 \text{ daN/cm}^2$$

$$d = 16 \text{ mm}$$

$$A = 2 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_{Ms} = 1,5 \text{ coeff. lato acciaio}$$

$$\gamma_{Mm} = 2,5 \text{ coeff. lato muratura}$$



- **Rottura a trazione della barra metallica**

The value of $N_{Rk,s}$ is obtained from Equation (C.5.1)

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \text{ [N]}$$



$$A_s = 1,4 \times 2,0 = 2,8 \text{ cm}^2$$

$$f_{uk} = 8.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_{Ms} = 1,5$$

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} = 2,8 \times 8.000 = 224 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = N_{Rk,s} / \gamma_{Ms} = 224 / 1,5 = 149 \text{ kN} > S = 4,8 \text{ kN} \quad \text{(VERIFICA SODDISFATTA)}$$

- Pull out del mattone

Sfilamento del mattone



$$N_{Rk,pb} = 2 \cdot l_{brick} \cdot b_{brick} (0,5 \cdot f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d)$$

Brick type	Mortar strength	f_{vko} [N/mm ²]
Clay brick	M2,5 to M9	0,2
	M10 to M20	0,3
All other types	M2,5 to M9	0,15
	M10 to M20	0,2

- $N_{Rk,pb}$ = characteristic resistance for pull out of one brick
 l_{brick} = length of the brick
 b_{brick} = breadth of the brick
 h_{brick} = height of the brick
 σ_d = design compressive stress perpendicular to the shear
 f_{vko} = initial shear strength according to EN 1996-1-1, Table 3.4

$l_{brick} = 28 \text{ cm}$
 $b_{brick} = 13 \text{ cm}$
 $f_{vko} = 0,2 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0,02 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_{Ms} = 2,5$

$N_{Rk,pb} = (2 \cdot 280 \cdot 130 \cdot (0,5 \cdot 0,2 + 0,4 \cdot 0,02)) = 7.862 \text{ N} = 7,9 \text{ kN}$

$N_{Sd} = N_{Rk,pb} / \gamma_{Ms} = 7,9 / 2,5 = 3 \text{ kN}$

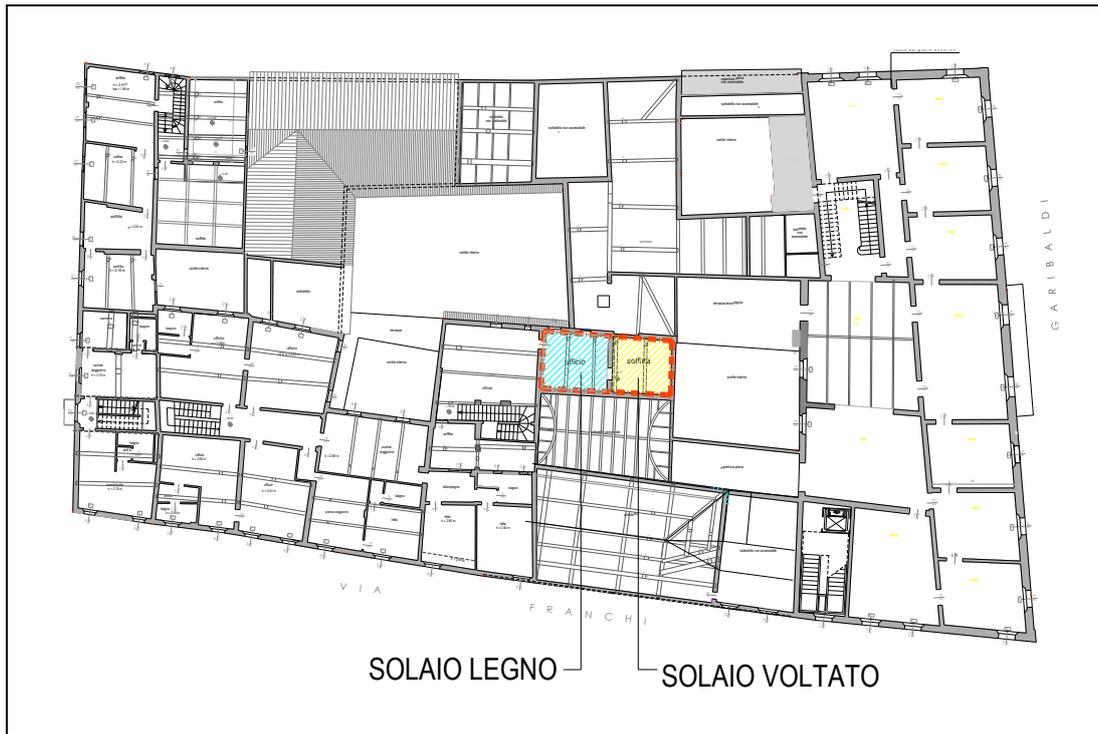
Considero **n° 8 barre** pertanto la resistenza massima dei connettori vale:

$R = n \cdot N_{Sd} = 24 \text{ kN} > S = 4,8 \text{ kN}$ **(VERIFICA SODDISFATTA)**

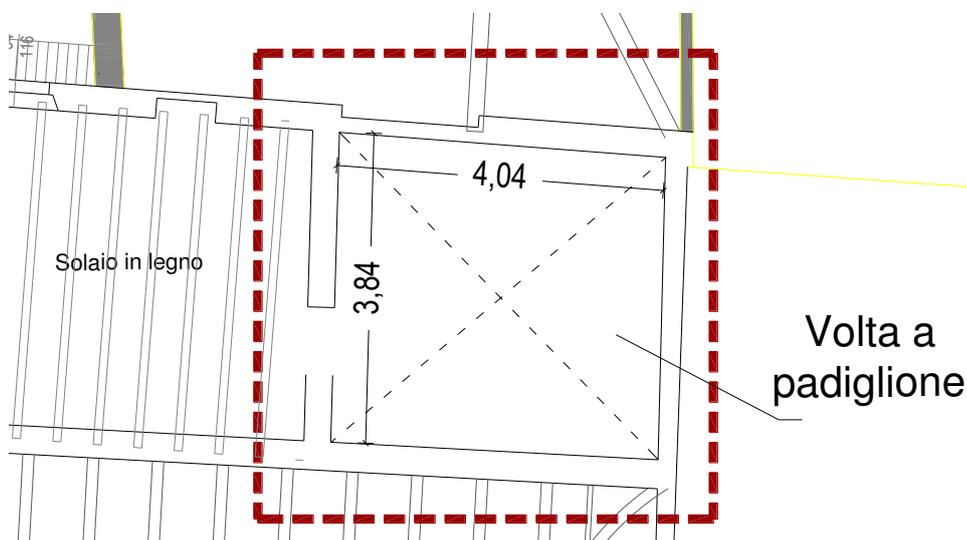
2.5. Inserimento cappa estradossale in un solaio a volta e irrigidimento solaio ligneo

Il quinto intervento prevede l'inserimento di una cappa estradossale in un solaio con volta a padiglione e l'irrigidimento del solaio in legno dell'andito annesso. I solai in questione riguardano l'impalcato fra il secondo e terzo piano nella zona centrale dell'edificio. Il rinforzo e consolidamento della volta è fatto mediante il placcaggio estradossale con rete diffusa in fibra d'acciaio e basalto, e malta a base di calce idraulica.

Invece sull'impalcato ligneo si posiziona un doppio tavolato ligneo incrociato.



1. VOLTA A PADIGLIONE



➤ Solaio voltato in laterizio - STATO DI FATTO

- Pavimentazione: 0,60 kN/m²
- Massetto di sottofondo s=5 cm: 1,00 kN/m²
- Riempimento in sabbia: 1,20 kN/m²
- Volta in muratura s=6 cm: 1,10 kN/m²
- Totale Carico Permanente* G_2 : **3,90 kN/m²**

- Sovraccarico Variabile (non aperti al pubblico): Q_{1k} : **2,00 kN/m²**

Per valutare le sollecitazioni presenti in fase sismica è stato predisposto un modello di calcolo agli elementi finiti per la volta a padiglione formata da elementi "shell" in laterizio spessi 6 cm.

La volta è caricata oltre al suo peso proprio da un carico permanente, da un carico sismico orizzontale proporzionale alla massa inerziale della volta.

Per valutare l'azione sismica si calcola un'azione orizzontale proporzionale alle masse presenti nella volta (**analisi statica lineare**).

$$W = \text{Area} \times \text{Carichi} = 4,0 \times 4,00 \times (3,9 + 0,3 \times 2) = 72 \text{ kN}$$

L'accelerazione di progetto S_d vale:

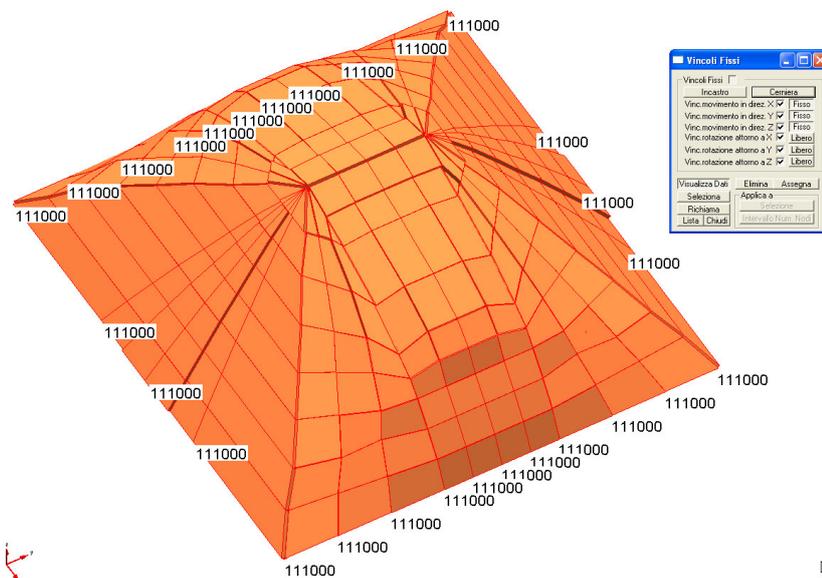
$$S_d = 0,275 \text{ g}$$

La forza orizzontale sismica vale: $F = S_d \times W = 20 \text{ kN}$.

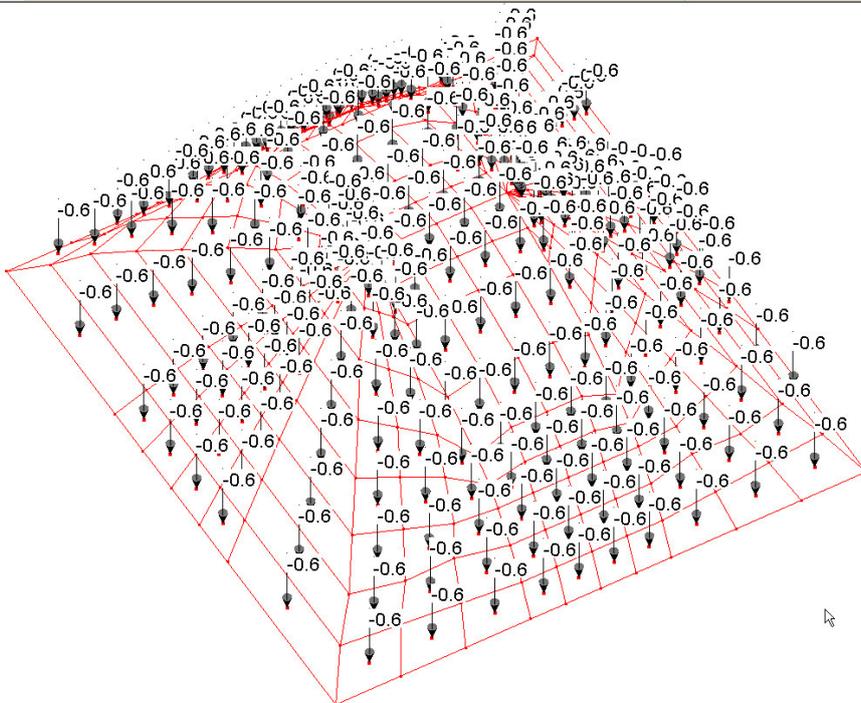
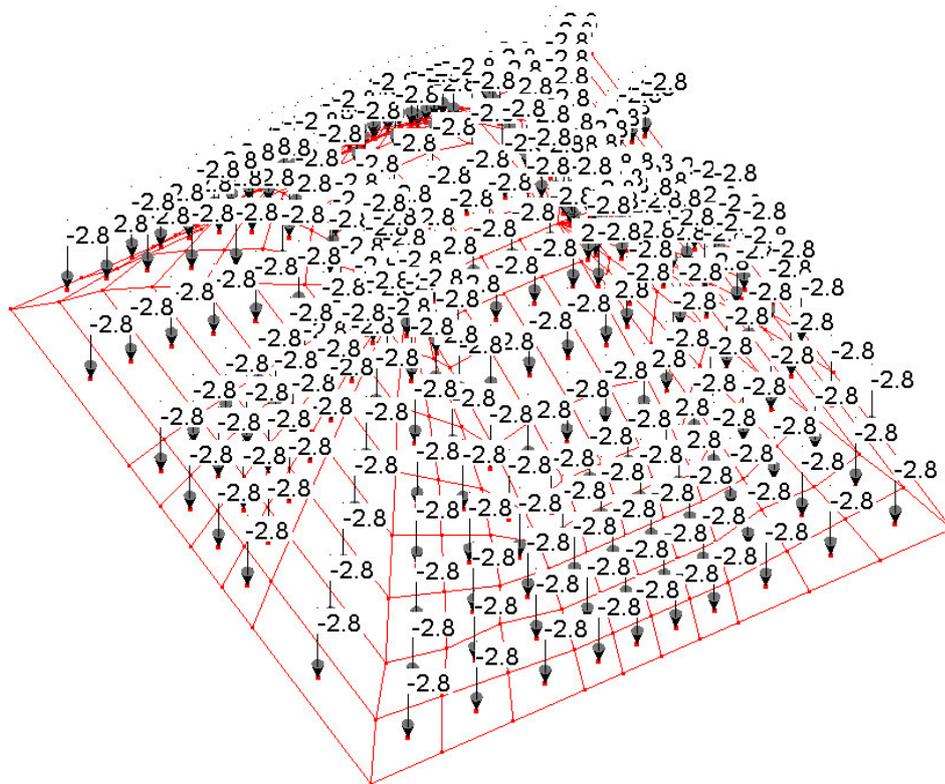
Tale forza si distribuisce come pressione orizzontale sulla volta:

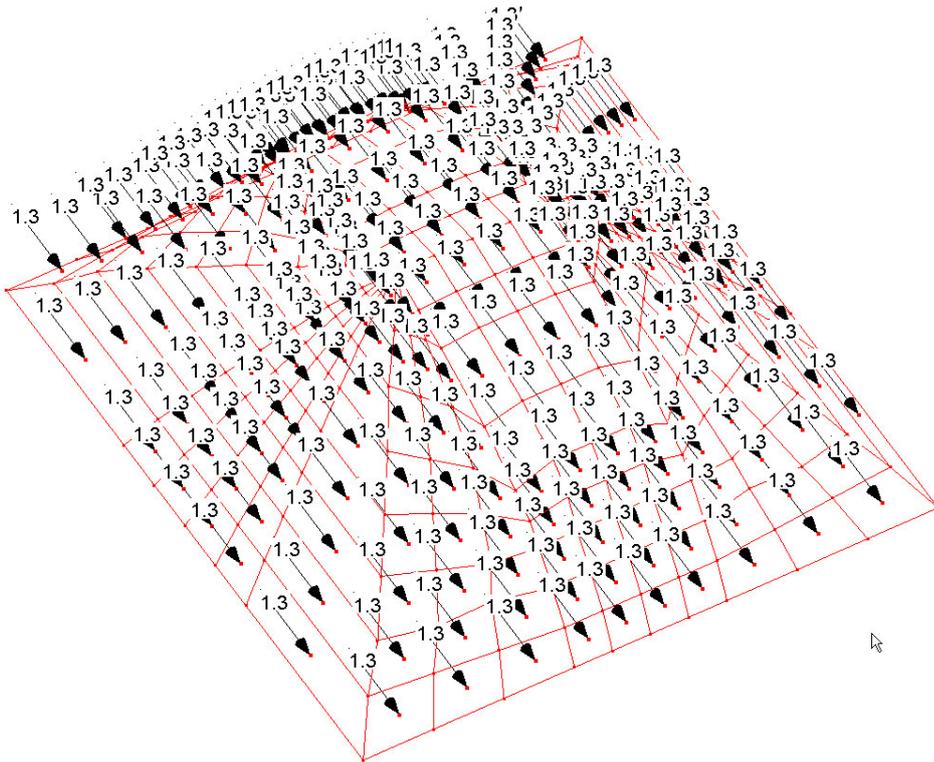
$$p = F / A = 20 / (4,0 \times 4,0) = 1,3 \text{ kN/mq}$$

La modellazione a *shell* della volta è appoggiata con cerniere sui muri laterali:



Il programma tiene conto già del peso proprio della volta in fogli 1,1 kN/mq, pertanto i permanenti G2 sono 2,8 kN/mq



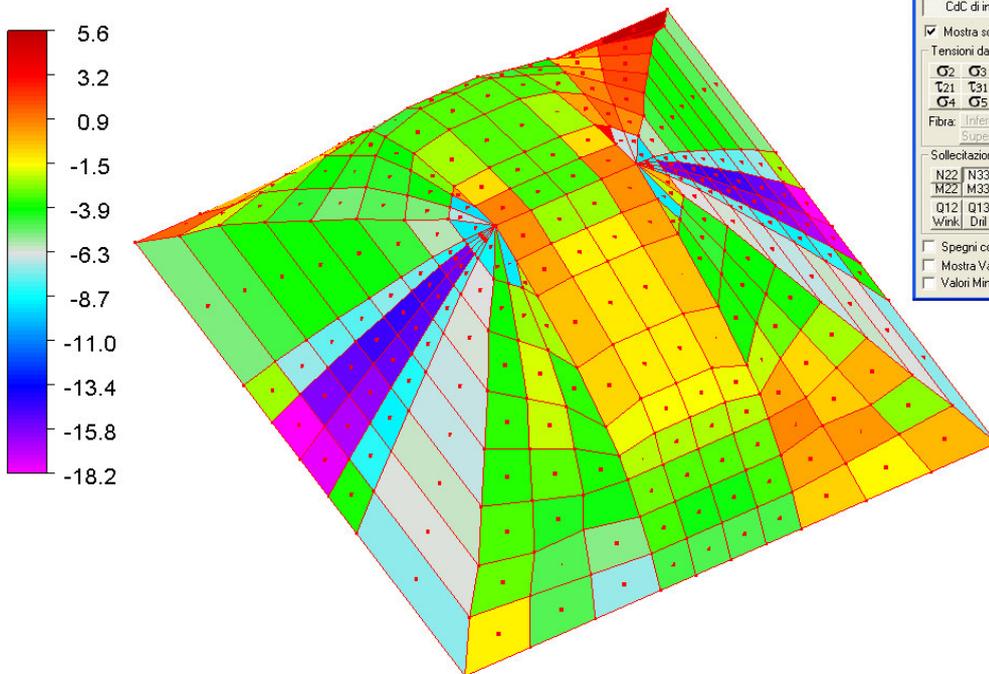


Le sollecitazioni principali di sforzo normale di compressione N33 e Momento flettente M33 nella volta valgono:

Involuppo ~SL08 STR SLV

CdC di Involuppo N33 max

N33 (kN/m)



Dati di visualiz. sollecitazioni su SHELL

CdC Elementare 1 pp

Nome involucro ~SL08 STR SLV

CdC di involucro 4 Involuppo N33 max

Mostra solo involucri primari

Tensioni da Visualizzare: σ_2 σ_3 τ_{23} τ_{31} τ_{12} σ_4 σ_5 τ_{id}

Fibra: Inferiore Medio Superiore

Colore sfumati: Massimi solo su elementi visibili

Colore di Default: TONI DI GRIGIO

Spegni contorno

Mostra Valori Decimi

Valori Min-Max

Rileva massimi su selezione corrente

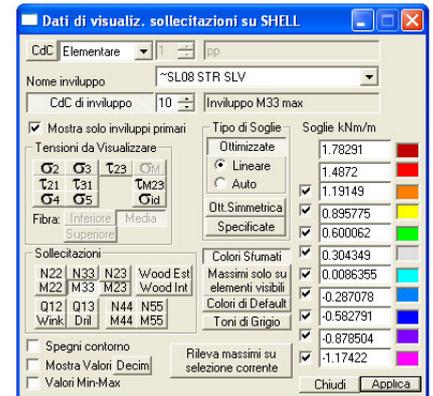
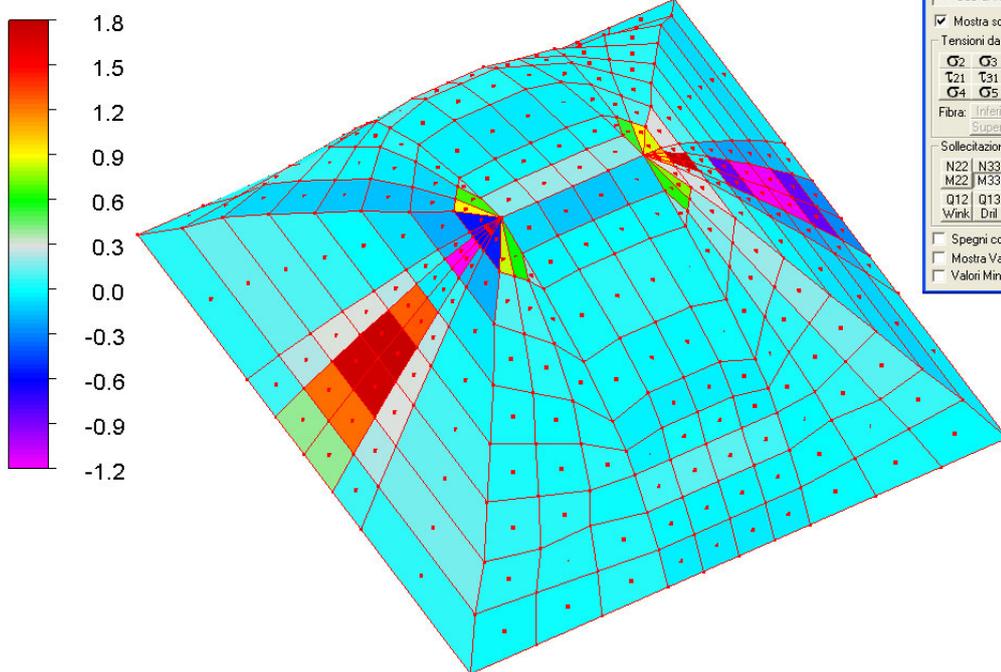
Chiudi Applica

Colore	Soglie kN/m
Red	5.62405
Orange	3.24357
Yellow	0.863087
Green	-1.5174
Cyan	-3.89788
Blue	-6.27836
Purple	-8.65884
Dark Blue	-11.0393
Black	-13.4198
Dark Purple	-15.8003
Black	-18.1808

Inviluppo ~SL08 STR SLV

CdC di Inviluppo M33 max

M33 (kNm/m)



Nello stato di fatto si considera nulla la resistenza a presso-flessione della volta **MRd=0**.

STATO DI PROGETTO

Nella volta a padiglione s'insertisce uno strato di rete biassiale in fibra di basalto e fili d'acciaio inox, installata con strato di malta a base calce naturale sulla superficie estradossale. La rete sarà stesa su tutte le superfici voltate in maniera uniforme (non a strisce) e risvoltata e ancorata sui muri laterali per un'altezza di 20 cm. L'ancoraggio avverrà tramite fiocchi di fibra in acciaio d=10 cm a passo 100 cm.

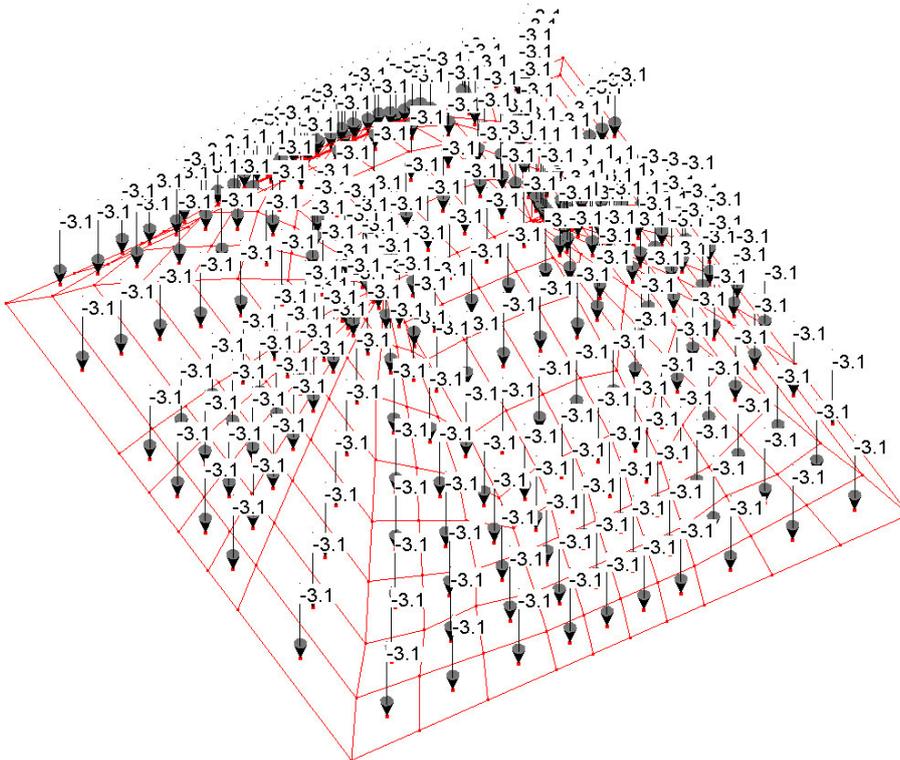
Caratteristiche della rete estradossale

PERFORMANCE		
Dati tecnici dei materiali costituenti la rete		
Basalto:		
- tensione caratteristica a trazione	σ_{fib}	≥ 3000 MPa
- modulo elastico	E_{fib}	≥ 87 GPa
Acciaio Inox AISI 304:		
- tensione caratteristica a trazione	σ_{fib}	> 750 MPa
- modulo elastico	E_{fib}	> 200 GPa
Dati tecnici caratteristici della rete (0° – 90°)		
- spessore equivalente della rete	t_r	$\approx 0,032$ mm
- carico a trazione per unità di larghezza	F_{rete}	≥ 55 kN/m
- deformazione a rottura della rete	ϵ_r	$> 1,90\%$
- resistenza a trazione	σ_r	≥ 1700 MPa
- modulo elastico	E_r	> 70 GPa

➤ Solaio voltato in laterizio - STATO DI PROGETTO

- Pavimentazione: 0,60 kN/m²
- Massetto di sottofondo s=5 cm: 1,00 kN/m²
- Riempimento in sabbia: 1,20 kN/m²
- Volta in muratura s=6 cm: 1,10 kN/m²
- **Malta con fibre 1,5 cm :** **0,30 kN/m²**
- Totale Carico Permanente* G_2 : **4,20 kN/m²**
- Sovraccarico Variabile (non aperti al pubblico): Q_{1k} : **2,00 kN/m²**

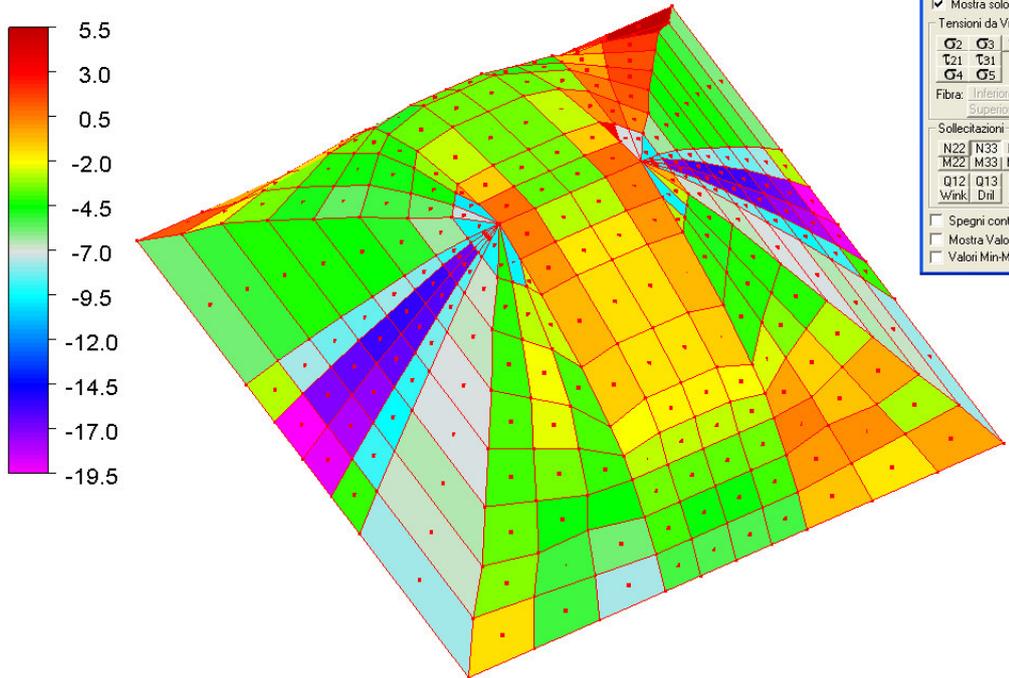
Il programma tiene conto già del peso proprio della volta in fogli 1,1 kN/mq, pertanto i permanenti G_2 sono 3,1 kN/mq



Inviluppo ~SL08 STR SLV

CdC di Inviluppo N33 max

N33 (kN/m)



Dati di visualiz. sollecitazioni su SHELL

CdC Elementare | pp

Nome inviluppo ~SL08 STR SLV

CdC di inviluppo 4 | Inviluppo N33 max

Mostra solo inviluppi primari

Tensioni da Visualizzare: G2 G3 T23 M23 G4 G5 M23

Fibra: Inferiore Media Superiore

Tipologia di Soglie: Ottimizzate Lineare Auto

Ott. Simmetrica Specificate

Soglie kN/m: 5.53599, 3.03406, 0.532136, -1.96979, -4.47172, -6.97364, -9.47557, -11.9775, -14.4794, -16.9814, -19.4833

Colori Sfumati: Colori Sfumati Massimi solo su elementi visibili Colori di Default Toni di Grigio

Spegni contorno Mostra Valori Decimi Valori Min-Max

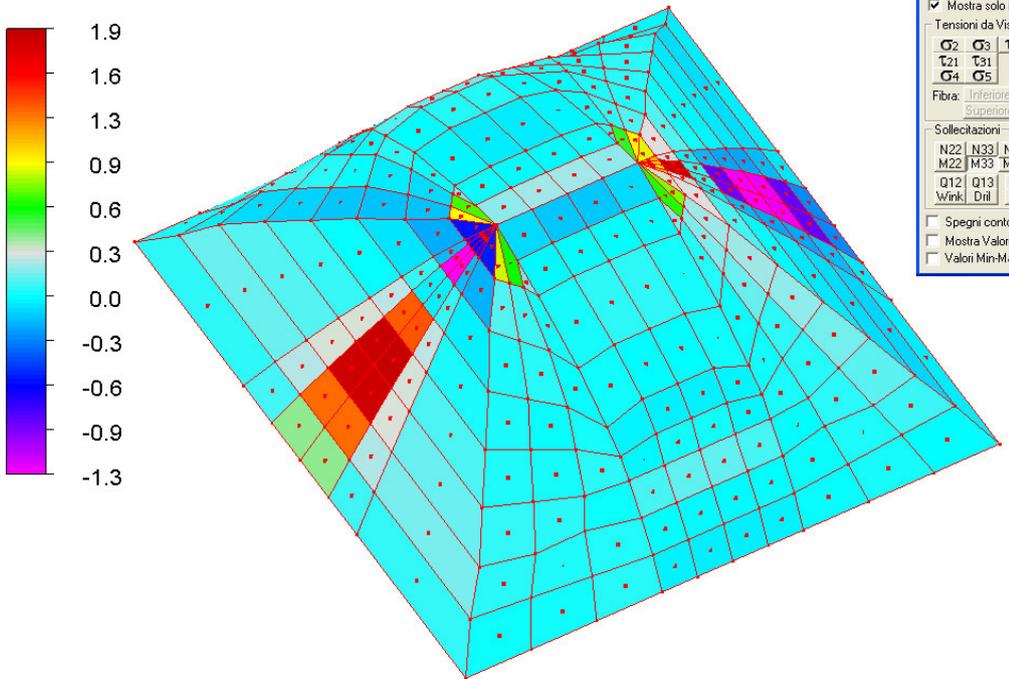
Rileva massimi su selezione corrente

Chiudi | Applica

Inviluppo ~SL08 STR SLV

CdC di Inviluppo M33 max

M33 (kNm/m)



Dati di visualiz. sollecitazioni su SHELL

CdC Elementare | pp

Nome inviluppo ~SL08 STR SLV

CdC di inviluppo 10 | Inviluppo M33 max

Mostra solo inviluppi primari

Tensioni da Visualizzare: G2 G3 T23 M23 G4 G5 M23

Fibra: Inferiore Media Superiore

Tipologia di Soglie: Ottimizzate Lineare Auto

Ott. Simmetrica Specificate

Soglie kNm/m: 1.89071, 1.57588, 1.26105, 0.946214, 0.631383, 0.316551, 0.00172009, -0.313111, -0.627943, -0.942774, -1.25761

Colori Sfumati: Colori Sfumati Massimi solo su elementi visibili Colori di Default Toni di Grigio

Spegni contorno Mostra Valori Decimi Valori Min-Max

Rileva massimi su selezione corrente

Chiudi | Applica

RESISTENZA AL DISTACCO DI ESTREMITÀ (PAR. 5.3.2 CNR_DT 200/ R1 2013)

Si calcola la resistenza minima di distacco della fibra dal supporto e con tale valore si calcola successivamente la resistenza massima a presso-flessione di sistema consolidato "muratura-fibra".

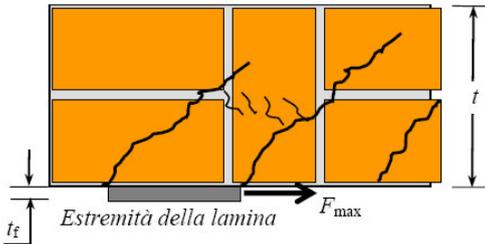


Figura 5-1 – Schema di rottura per estrazione del mattone di ancoraggio.

Viene calcolata la lunghezza ottimale di ancoraggio l_e :

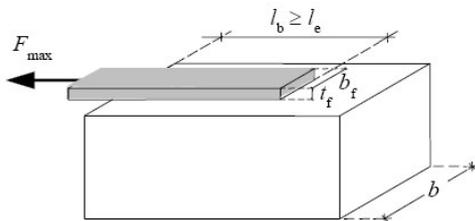


Figura 5-2 – Forza massima trasmissibile da un rinforzo di FRP.

$$l_{ed} = \min \left\{ \frac{1}{\gamma_{Rd} \cdot f_{bd}} \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot \Gamma_{Fd}}{2}}; 150 \text{ mm} \right\}.$$

Ove la massima tensione tangenziale di aderenza vale:

$$f_{bd} = \frac{2 \cdot \Gamma_{Fd}}{s_u},$$

L'energia specifica di frattura vale:

$$\Gamma_{Fd} = \frac{k_b \cdot k_G}{FC} \cdot \sqrt{f_{b,m} \cdot f_{b,t,m}}.$$

Si riportano qui a lato i calcoli del foglio elettronico per

l'analisi della **resistenza al distacco "f_{dd}"**

- per una muratura di laterizio: → $k_G = 0.031 \text{ mm};$
- per una muratura di tufo: $k_G = 0.048 \text{ mm};$
- per una muratura di calcarenite o pietra leccese: $k_G = 0.012 \text{ mm};$

La tensione di progetto del rinforzo nei riguardi del distacco di **estremità** vale:

$\gamma_{Rd} =$	1,50	
$\gamma_{fd} =$	1,20	
$f_{bd} =$	0,87	daN/cm ²
$E_f =$	700.000	daN/cm ²
$n_f =$	1	
$t_f =$	0,0032	cm
$s_u =$	0,4	
$k_b =$	1,00	
$k_G =$	0,031	
$b_f =$	100	cm
$b =$	100	cm
$FC =$	1,35	
$f_{b,m} =$	24	daN/cm ²
$f_{b,t,m} =$	2,4	daN/cm ²
$\Gamma_{Fd} =$	0,174	daN/cm ²
$l_{ed} =$	15,0	cm
$f_{fdd} =$	7.277	daN/cm ²
$\alpha =$	1	
$f_{fdd,2} =$	7.277	daN/cm ²

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{f,d}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{Fd}}{t_f}},$$

La tensione di progetto del rinforzo nei riguardi del distacco di **intermedio** vale:

$$f_{fdd,2} = \alpha \cdot f_{fdd} \quad (1.0 \leq \alpha \leq 2.0). \quad \text{si assume } \alpha=1$$

$f_{fdd} = 7.277 \text{ daN/cm}^2$. → tensione massima della fibra nel supporto prima della delaminazione.

La forza massima per 1 metro di fibra prima del distacco vale:

$$F_{max} = A \cdot f_{fdd} = 0,32 \times 7.277 = 23,2 \text{ kN/m} > 19,5 \text{ kN/m}$$

Le sollecitazioni membranali sono inferiori all'azione massima di distacco al supporto.

RINFORZO A PRESSO-FLESSIONE

La valutazione della resistenza a pressoflessione della sezione rinforzata si effettua utilizzando l'equilibrio alla traslazione e l'equilibrio alla rotazione, considerando uno strato di fibra posto in estradosso alla volta :

$$N_{sd} = \psi b x f_{md} - A_f \sigma_f \text{ Eq. Traslazione } \rightarrow x$$

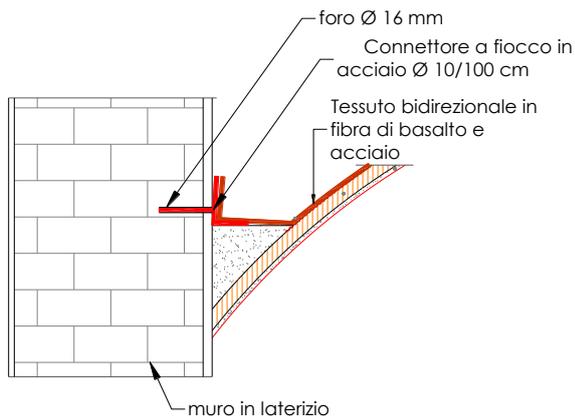
$$M_{Rd} = 1 / \gamma_{Rd} \cdot [\psi b x f_{md} (d - \lambda x) + A_f \sigma_f d]$$

$n_f =$	1	
$t_f =$	0,0032	cm
$b =$	100	cm
$\sigma_{rd} =$	7.277	daN/cm ²
$f_{md} =$	8,89	daN/cm ²
$N_{sd} =$	1.950	daN
$A_f =$	0,32	cm ²
$\psi =$	0,90	
$x =$	5,35	cm
$\gamma_{Rd} =$	1,00	
$\lambda =$	0,8	
$d =$	6	cm
$M_{Rd}(N_{sd}) =$	2,13	kNm
$M_{sd} =$	1,90	kNm
Verifica soddisfatta		

Il momento resistente a presso-flessione è **$M_{Rd}(N_{sd}) = 2,13 \text{ kNm}$** è maggiore del momento sollecitante $M_{sd} = 1,90 \text{ kNm}$.

VERIFICA SODDISFATTA

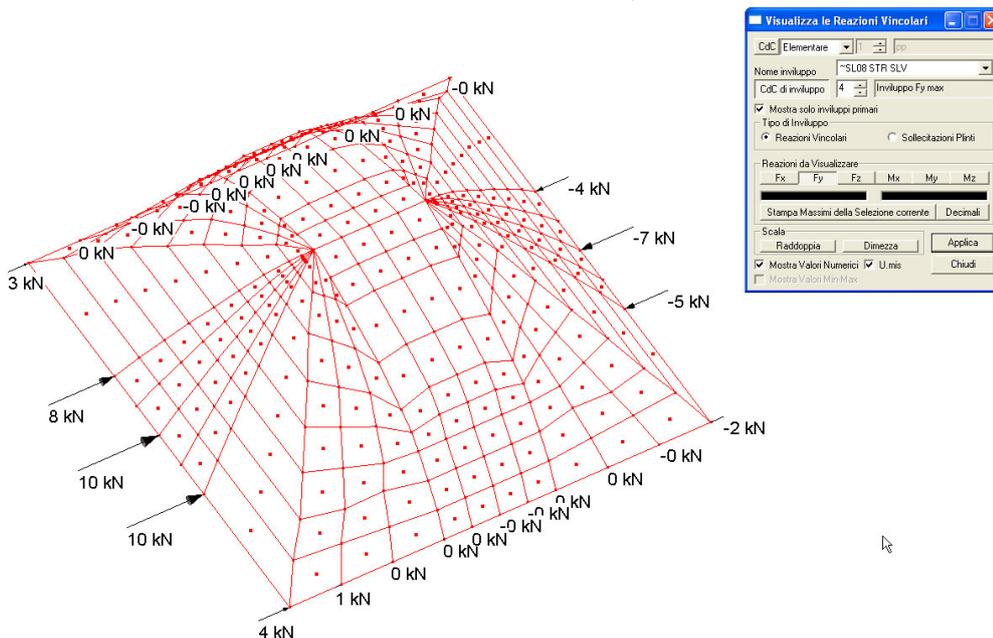
Verifica del fiocco di connessione



DATI IDENTIFICATIVI DEL PRODOTTO	
Tipo di fibra:	acciaio ad alta resistenza
Aspetto:	"corde" costituite da fibre unidirezionali tenute insieme da una garza protettiva
Densità lineare (g/m ²):	4,84
Resistenza meccanica a trazione (N/mm ²):	2.086
Modulo elastico (N/mm ²):	210.000
Allungamento a rottura (%):	> 2
Area resistente per unità di larghezza (mm ² /m):	
\varnothing 10:	4.300
\varnothing 12:	5.200
Carico massimo per unità di larghezza (kN/m):	
\varnothing 10:	8.969,8
\varnothing 12:	10.847,2

Carico massimo per unità di larghezza 8.900 kN/m, considerando un coefficiente di sicurezza cautelativo $\gamma_{Rd}=2,5$ la resistenza di progetto vale $Rd=8.900/2,5 = 3.560$ kN/m

Si calcola la massima reazione vincolare che si sviluppa sul perimetro di appoggio della volta e la si confronta con la resistenza a strappo dei fiocchi \varnothing 10 mm posti ogni 1,0 m.



Facendo la sommatoria di tutte le singole reazioni vincolari orizzontali: $F = \sum f_i = 53$ kN

La reazione totale divisa sullo sviluppo perimetrale vale:

$$P = F / ((4+4)) = 6 \text{ kN/ml} < R_d = 3.560 \text{ kN/m} \quad (\text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

2. SOLAIO LIGNEO

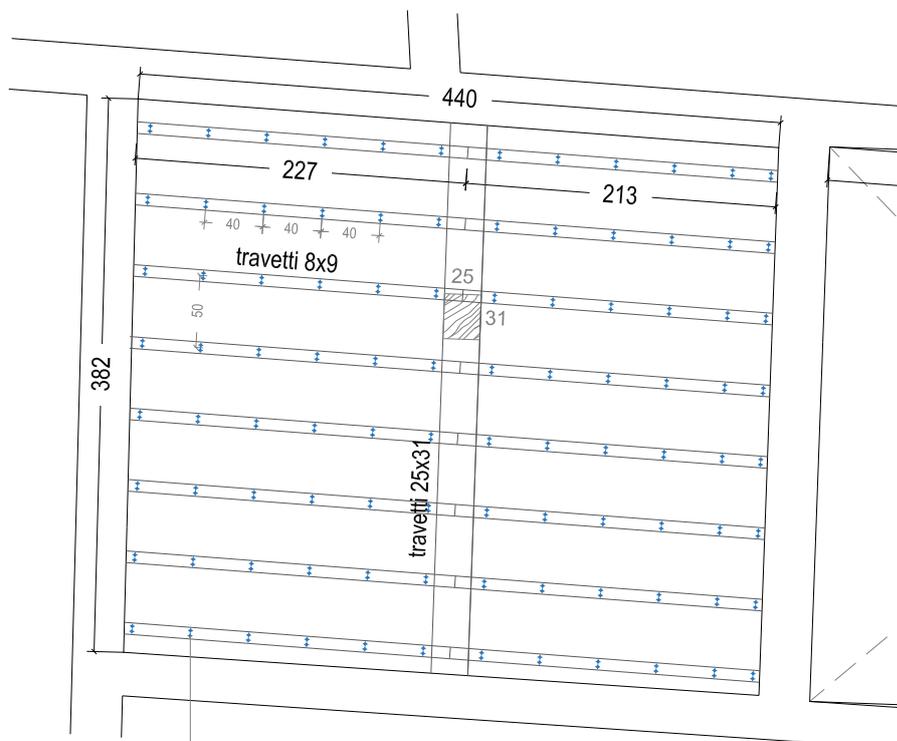
Fra il 2° e 3° piano a fianco il solaio voltato vi è un solaio ligneo formato da una trave 25x31 centrale e da travetti 8x10 a passo 50 c. Il pavimento in cotto è appoggiato al solaio tramite un arellato ed è sconnesso ed instabile.

L'intervento proposto riguarda la rimozione dell'arellato e l'introduzione di un doppio tavolato ligneo a sostegno di un massetto di malta per l'appoggio dello stesso pavimento.

Il doppio tavolato oltre ad irrigidire il sistema di travi del solaio contribuirà a distribuire in maniera più efficace le azioni sismiche sulle murature.

➤ Solaio in legno 3°P- STATO DI PROGETTO

- Pavimentazione: 0,40 kN/m²
- Massetto di sottofondo s=4 cm: 0,80 kN/m²
- Doppio tavolato legno: 0,20 kN/m²
- Totale Carico Permanente* G_2 : **1,40 kN/m²**
- Sovraccarico Variabile (non aperti al pubblico): Q_{1k} : **2,00 kN/m²**



VITI 208 / passo 40 cm

L= 12 cm

2.1. Verifica del travetto + doppio tavolato

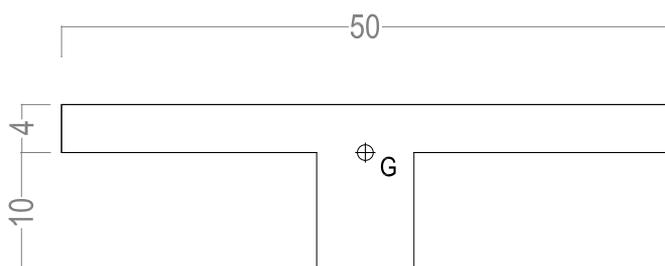
Carico sul travetto combinazione SLU

$$q_{SLU} = 0,5 \text{ m} \times (1,3 \cdot 1,40 + 1,5 \cdot 2,00) = 2,41 \text{ kN/m}$$

$$L = 2,3 \text{ m}$$

$$M = qL^2 / 8 = 1,6 \text{ kNm}$$

$$V = qL/2 = 2,77 \text{ kN}$$



VERIFICA DELLE STRUTTURE IN LEGNO			
<i>(D.M. 14/01/2008 - UNI EN 14080 - UNI EN 14081)</i>			
DATI INTRODUTTIVI			
ELEMENTO STRUTTURALE CONSIDERATO			
Nome	TRAVETTO 8x10		
TIPOLOGIA DEL LEGNO			
Nome	C24 - Massello C24	Lamellare?	NO
FC	1,35	fattore di confidenza	
TENSIONI CARATTERISTICHE			
f_{mk}	17,78	N/mm ²	tensione caratteristica per flessione
f_{tk}	10,37	N/mm ²	tensione caratteristica per trazione parallela alle fibre
f_{t90k}	0,37	N/mm ²	tensione caratteristica per trazione ortogonale alle fibre
f_{ck}	15,56	N/mm ²	tensione caratteristica per compressione parallela alle fibre
f_{c90k}	1,85	N/mm ²	tensione caratteristica per compressione ortogonale alle fibre
f_{vk}	1,85	N/mm ²	tensione caratteristica per taglio
E_{0m}	11000,00	N/mm ²	modulo elastico parallelo alle fibre
$E_{0,05}$	7400,00	N/mm ²	modulo elastico al frattile 5%
E_{90m}	370,00	N/mm ²	modulo elastico ortogonale alle fibre
G_m	690,00	N/mm ²	modulo tangenziale
PARAMETRI DEL CARICO			
Classe di servizio	2		vedi tab. 4.4.II
γ_m	1,50		vedi tab. 4.4.III
k_{mod}	0,80		vedi tab. 4.4.IV

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE			
B	8,0	cm	base
H	10,0	cm	altezza
k,m	0,70		p.to 4.4.8.1.6 del DM2008 1= PER SEZIONI NON RETTANGOLARI
k,h(m),y	1,08		per legno massiccio, flessione piano verticale, p.to 11.7.1.1
k,h(m),z	1,13		per legno massiccio, flessione piano orizzontale, p.to 11.7.1.1
k,h(m),traz	1,08		per legno massiccio, trazione assiale, p.to 11.7.1.1
k,h(l),y	1,10		per legno lamellare, flessione piano verticale, p.to 11.7.1.1
k,h(l),z	1,10		per legno lamellare, flessione piano orizzontale, p.to 11.7.1.1
k,h(l),traz	1,10		per legno lamellare, trazione assiale, p.to 11.7.1.1
A	8.000	mm ²	area della sezione
W _{res,y}	373.000	mm ³	modulo di resistenza flessionale (piano verticale)
W _{res,z}	1.683.000	mm ³	modulo di resistenza flessionale (piano orizzontale)
TENSIONI DI PROGETTO (p.to 4.4.6 del DM2008)			
f _{m,yd}	10,28	N/mm ²	tensione di progetto per flessione (piano verticale)
f _{m,zd}	10,75	N/mm ²	tensione di progetto per flessione (piano orizzontale)
f _{t,0d}	6,00	N/mm ²	tensione di progetto per trazione parallela alle fibre
f _{t,90d}	0,20	N/mm ²	tensione di progetto per trazione ortogonale alle fibre
f _{c,0d}	8,30	N/mm ²	tensione di progetto per compressione parallela alle fibre
f _{c,90d}	0,99	N/mm ²	tensione di progetto per compressione ortogonale alle fibre
f _{vd}	0,99	N/mm ²	tensione di progetto per taglio

VERIFICA PER FLESSIONE (p.to 4.4.8.1.6)			
SOLLECITAZIONI			
My _{piano_xz}	1,60	kNm	momento flettente (piano verticale)
Mz _{piano_xy}	0,00	kNm	momento flettente (piano orizzontale)
TENSIONI DOVUTE ALLE SOLLECITAZIONI			
σ _{m,y,d}	4,29	N/mm ²	tensione per flessione (piano verticale)
σ _{m,z,d}	0,00	N/mm ²	tensione per flessione (piano orizzontale)
Devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:			
(a)	$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$		
(b)	$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$		
(a)	0,417	+	0,000 = 0,417 VERIFICATO
(b)	0,292	+	0,000 = 0,292 VERIFICATO

Verifica deformabilità (CNR-DT 206/2007)

La freccia netta, u_{net} , di un elemento inflesso, riferita alla corda congiungente i punti della trave in corrispondenza degli appoggi è data da:

$$u_{net} = u_1 + u_2 - u_0 \quad (6.4)$$

dove:

- u_0 è la controfreccia (qualora presente);
- u_1 è la freccia dovuta ai soli carichi permanenti;
- u_2 è la freccia dovuta ai soli carichi variabili.

$u_0 = 0 \text{ mm}$

$u_1 + u_2 = \text{freccie dovute ai permanenti e variabili}$

$$u_{\text{net,fin}} \leq L / 250$$

VERIFICA DI DEFORMABILITA' (p.to 4.4.8.1.6)							
q SLE =	1,7	kN/m					
Caratteristiche:							
Eo,mean	11.000	N/mm2					
J=	6.666.667	mm4					
L	2.300	mm					
Freccia:							
f SLE	8,4	mm	<	L / 250	9,20	mm	OK

VERIFICA A TAGLIO (p.to 4.4.8.1.9)							
q SLU	2,41	kN/m					
L	2,30	m					
Sollecitazioni:							
T slu	2,77	kN					
Caratteristiche:							
S*	100.000	mm3					
J	6.666.667	mm4					
fvd	0,99	N/mm2					
Verifica:							
τ_d	0,52	N/mm2	<	fvd	0,99	N/mm2	OK

Verifica a Taglio dei connettori (Viti)

$$\tau = \frac{VS_x}{bJ_x}$$

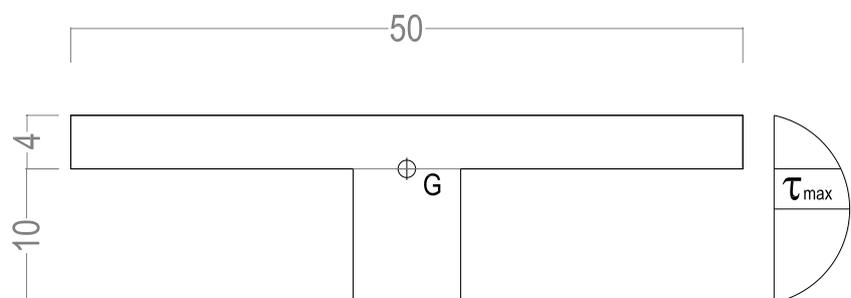
$V=2,77 \text{ kN}$

$J_x = 3.733 \text{ cm}^4$

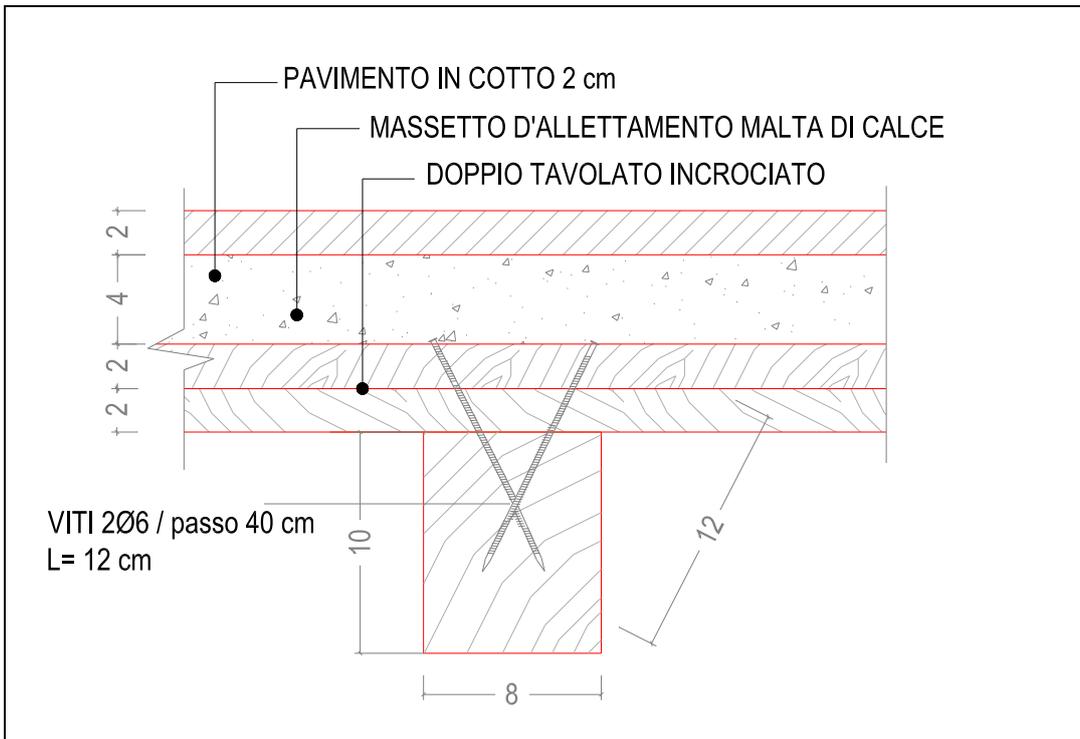
$B = 8 \text{ cm}$

$S_x = 400 \text{ cm}^3$

$\tau_{\text{max}} = 2770 \cdot 400 / (8 \cdot 3733) = 37 \text{ N/cm}^2$



La connessione fra il doppio tavolato e i travetti 8x10 avviene tramite viti classe 8.8 , 2 ϕ 6 mm ogni 40 cm lunghi 12 cm.



Si esegue il calcolo a taglio delle viti considerando 1 ml di trave.

$$V_{Ed} = \tau \times A = 37 \times 8 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 29600 \text{ N} = 30 \text{ kN}$$

Le viti sono disposte in fila da 2 ogni 40 cm, pertanto ogni metro vi sono:

$$n^\circ = 100/40 \times 2 = 5 \text{ viti}$$

CNR-DT 206/2007

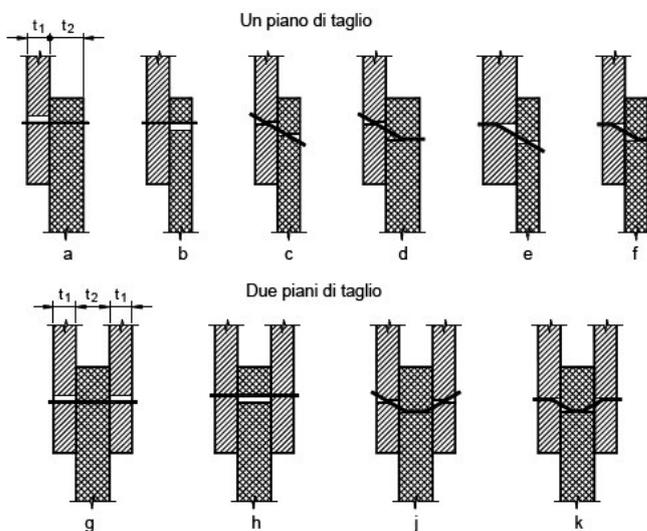


Figura 7-7- Meccanismi di rottura per unioni legno-legno e pannelli-legno

COLLEGAMENTO DOPPIO TAVOLATO - TRAVETTI		
classe viti	8.8	
d=	6	mm
f _{u,k} =	800	N/mm ²
t ₁ =	40	mm
ζ=1,8/d ^{0,4} =	0,88	
W _{pl,b} = d ³ /6=	36,0	N/mm ²
ρ _k =	500	kg/m ³
$M_{yk} = \zeta f_{uk} W_{pl,b}$		
$f_{h,k} = 0.082 \rho_k d^{-0.3}$		

M _{y,k} =	25.317	Nmm
f _{h,k} =	23,95	N/mm ²
α=90		
f _{ax,α,k} =	40,25	N/mm ²
n=	5	numero viti
n _{ef} = n ^{0,9} =	4,3	
l _{ef} =	120	mm
F _{ax,α,Rk} =	82.649	N
$F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef} (\pi d l_{ef})^{0.8} f_{ax,\alpha,k}$		

(c)	$f_{h,k} t_1 d$	→	5.748	N
(d)	$f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,k}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	→	23.894	N
(e)	$2.3 \sqrt{M_{y,k} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	→	25.049	N
$F_{v,Rk} = 5.748$ N				
$n_{pt} =$	10	numero piani di taglio		
$k_{mod} =$	0,80	coefficiente modello		
$\gamma_m =$	1,30	coefficiente parziale di resistenza		
$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot F_{v,Rk} / \gamma_m =$	35,4	kN		
$V_{Ed} =$	30	kN		
$V_{Ed} / F_{v,Rd} =$	0,85	VERIFICA SODDISFATTA		

2.2. VERIFICA TRAVE CENTRALE 25x31 cm

Carico sul travetto combinazione SLU

$$q_{SLU} = 1,3 \times 0,25 \times 0,31 \times 5 + 2,20 \text{ m} \times (1,3 \cdot 1,40 + 1,5 \cdot 2,00) = 11,1 \text{ kN/m}$$

$$L = 3,90 \text{ m}$$

$$M = qL^2 / 8 = 21,1 \text{ kNm}$$

$$V = qL/2 = 21,6 \text{ kN}$$

VERIFICA DELLE STRUTTURE IN LEGNO

(D.M. 14/01/2008 - UNI EN 14080 - UNI EN 14081)

DATI INTRODUTTIVI

ELEMENTO STRUTTURALE CONSIDERATO

Nome **TRAVE 25x31**

TIPOLOGIA DEL LEGNO

Nome C24 - Massello C24 Lamellare? NO
 FC 1,35 fattore di confidenza

TENSIONI CARATTERISTICHE

f,mk	17,78	N/mm2	tensione caratteristica per flessione
f,t0k	10,37	N/mm2	tensione caratteristica per trazione parallela alle fibre
f,t90k	0,37	N/mm2	tensione caratteristica per trazione ortogonale alle fibre
f,c0k	15,56	N/mm2	tensione caratteristica per compressione parallela alle fibre
f,c90k	1,85	N/mm2	tensione caratteristica per compressione ortogonale alle fibre
f,vk	1,85	N/mm2	tensione caratteristica per taglio
E0m	11000,00	N/mm2	modulo elastico parallelo alle fibre
E0,05	7400,00	N/mm2	modulo elastico al frattile 5%
E90m	370,00	N/mm2	modulo elastico ortogonale alle fibre
Gm	690,00	N/mm2	modulo tangenziale

PARAMETRI DEL CARICO

Classe di servizio	2	vedi tab. 4.4.II
gamma,m	1,50	vedi tab. 4.4.III
k,mod	0,80	vedi tab. 4.4.IV

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

B	25,0	cm	base
H	31,0	cm	altezza
k,m	0,70		p.to 4.4.8.1.6 del DM2008 1= PER SEZIONI NON RETTANGOLARI
k,h(m),y	1,00		per legno massiccio, flessione piano verticale, p.to 11.7.1.1
k,h(m),z	1,00		per legno massiccio, flessione piano orizzontale, p.to 11.7.1.1
k,h(m),traz	1,00		per legno massiccio, trazione assiale, p.to 11.7.1.1
k,h(l),y	1,00		per legno lamellare, flessione piano verticale, p.to 11.7.1.1
k,h(l),z	1,00		per legno lamellare, flessione piano orizzontale, p.to 11.7.1.1
k,h(l),traz	1,00		per legno lamellare, trazione assiale, p.to 11.7.1.1
A	77.500	mm2	area della sezione
Wres,y	4.004.167	mm3	modulo di resistenza flessionale (piano verticale)
Wres,z	3.229.167	mm3	modulo di resistenza flessionale (piano orizzontale)

TENSIONI DI PROGETTO (p.to 4.4.6 del DM2008)

f,myd	9,48	N/mm2	tensione di progetto per flessione (piano verticale)
f,mzd	9,48	N/mm2	tensione di progetto per flessione (piano orizzontale)
f,t0d	5,53	N/mm2	tensione di progetto per trazione parallela alle fibre
f,t90d	0,20	N/mm2	tensione di progetto per trazione ortogonale alle fibre
f,c0d	8,30	N/mm2	tensione di progetto per compressione parallela alle fibre
f,c90d	0,99	N/mm2	tensione di progetto per compressione ortogonale alle fibre
f,vd	0,99	N/mm2	tensione di progetto per taglio

VERIFICA PER FLESSIONE (p.to 4.4.8.1.6)						
SOLLECITAZIONI						
My,piano_xz	21,10	kNm	momento flettente (piano verticale)			
Mz,piano_xy	0,00	kNm	momento flettente (piano orizzontale)			
TENSIONI DOVUTE ALLE SOLLECITAZIONI						
$\sigma_{m,y,d}$	5,27	N/mm2	tensione per flessione (piano verticale)			
$\sigma_{m,z,d}$	0,00	N/mm2	tensione per flessione (piano orizzontale)			
Devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:						
(a)	$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$					
(b)	$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$					
(a)	0,556	+	0,000	=	0,556	VERIFICATO
(b)	0,389	+	0,000	=	0,389	VERIFICATO

VERIFICA DI DEFORMABILITA'						
q SLE =	7,9	kN/m				
Caratteristiche:						
Eo,mean	11.000	N/mm2				
J=	620.645.833	mm4				
L	3.900	mm				
Freccia:						
f SLE	3,5	mm	<	L / 250	15,60	mm OK

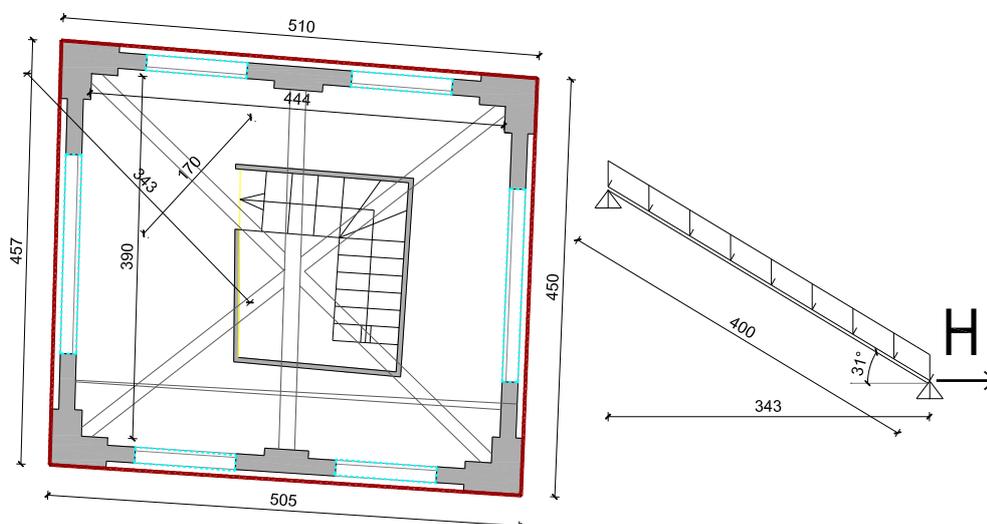
VERIFICA A TAGLIO (p.to 4.4.8.1.9)						
q SLU	11,1	kN/m				
L	3,90	m				
Sollecitazioni:						
T slu	21,6	kN				
Caratteristiche:						
S*	3.003.125	mm3				
J	620.645.833	mm4				
fvd	0,99	N/mm2				
Verifica:						
τ_d	0,42	N/mm2	<	fvd	0,99	N/mm2 OK

2.6. Intervento sulla torretta

Il sesto intervento riguarda la messa in sicurezza della torre all'interno del cortile. La torre presenta lesioni nelle murature e un sistema di copertura lignea spingente. Si propone d'inserire due cerchiature metalliche con piatti 60x8 mm all'esterno delle murature in modo da eliminare le spinte dei travi ed evitare meccanismi cinematici di collasso. Inoltre si prevede l'inserimento di cerchiature nelle finestre con piatti da 6 mm attualmente centinate e una serie di interventi scuci-cuci nelle murature.



Figura 12 - Vista interna della copertura della torretta con diagonali spingenti sui quattro angoli.



Calcolo della spinta del diagonale

➤ Copertura in Legno e laterizio - STATO DI FATTO (da non consolidare)

- Manto Coppi	0,80 kN/m ²
- Guaina bituminosa:	0,10 kN/m ²
- Tavelle s=5 cm:	0,70 kN/m ²
- Orditura principale	0,40 kN/m ²
- Travatura secondaria legno:	0,20 kN/m ²
<i>Totale Carico Permanente</i>	2,20 kN/m²

Sovraccarico Variabile (Neve): **1,20 kN/m²**

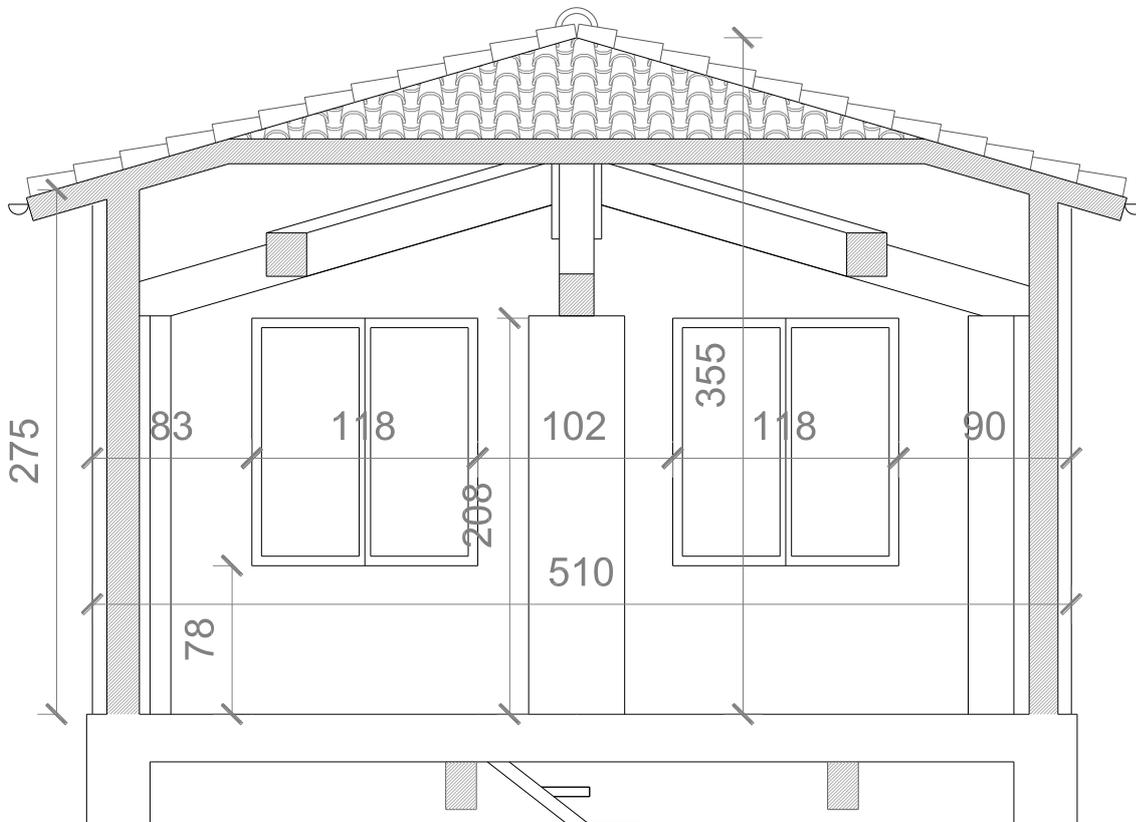
$$q = i \times (1,3 (G1+G2) + 1,5 Q_k) = 1,7 \times (1,3 \times 2,2 + 1,5 \times 1,2) = 8 \text{ kN/m}$$

$$L=4,0 \text{ m}$$

$$\alpha=31^\circ$$

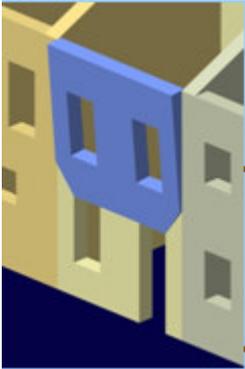
$$H= q \cdot L/2 \sin \alpha = 8,2 \text{ kN spinta orizzontale dei diagonali di copertura torretta.}$$

$$V= q \cdot L/2 \cos \alpha = 13,7 \text{ kN Componente verticale dei diagonali di copertura torretta.}$$



STATO DI FATTO

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO DELLA FACCIATA DELLA TORRETTA



Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
	Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
	Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]		
	1	2,08	5,10	2,74	5,10		
2							
3							
4							
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI							
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo Y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) Y_{Gi} [m]
1	0,27	3,55	0,10			1,85	
2						0,00	
3						0,00	
4						0,00	
AZIONI SUI MACROELEMENTI							
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
1	73,1		28,0		27,4	16,4	
2	0,0						
3	0,0						
4	0,0						

DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI					
	Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]	
	1	9,9	2,8	0,0	0,0	
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	
	MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI					
	Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
	1	134,9	99,4	0,0	0,0	0,0
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
MULTIPLICATORE α_0	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	1	0,054	1,35	9,297	0,710	0,553
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008				
PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q	2,24		
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1,00		
	Categoria suolo di fondazione	C		
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	0,179		
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0	2,381		
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]	0,299		
	Fattore di smorzamento η	0,466		
	Altezza della struttura H [m]	7,00		
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1,444		
	Coefficiente C_C	1,564		
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	1,444		
	Numero di piani dell'edificio N	1		
	Coefficiente di partecipazione modale γ	1,000		
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0,215		
	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)
1			0,088	
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	1	0,088
	-	-
	-	-

Accelerazione di picco al suolo rigido che determina il raggiungimento dello SLV relativamente al cinematisimo considerato (ribaltamento cantonale)

Essendo $a_{g(SLV)} = 0,088 < a_{g,rif}(P_{VR}) = 0,179$ (la **verifica non risulta soddisfatta.**)

STATO DI PROGETTO

S’inserisce all’esterno della muratura una cerchiatura realizzata con piatti d’acciaio S 275 di sezione 60x8 mm. Il piatto è fissato tramite barre ϕ 8 mm ogni 50 cm nella parte centrale e 2 ϕ 14 mm agli angoli partendo dal bordo di circa 20 cm.

Il tiro massimo che esplica il tirante considerando come resistenza minima il punzonamento della muratura è:

DETERMINAZIONE DEL TIRO DELLA CATENA		
CARETTERISTICHE GEOMETRICHE	Area della sezione trasversale del tirante A_S [mm ²]	480.0
	Altezza della piastra di ancoraggio del tirante a [cm]	10.0
	Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante b [cm]	30.0
	Spessore della parete su cui è ancorato il tirante t [cm]	27.0
	Angolo di attrito della muratura β [°]	30.0
	Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante A_1 [cm ²]	300.0
	Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [m]	0.5
	Area di ripartizione delle azioni di compressione A_2 [cm ²]	341.0
	$\sqrt{(A_2/A_1)} \leq 2$	1.1
	Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di T_2 [%]	50.0%
PARAMETRI MECCANICI	Fattore di confidenza F_C	1.35
	Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura γ_M	2.00
	Resistenza di calcolo dei tiranti $f_{d,S}$ [N/mm ²]	275.00
	Resistenza media a compressione della muratura f_m [N/cm ²]	240.00
	Resistenza media a taglio della muratura τ_0 [N/cm ²]	6.00
	Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm ²]	88.89
	Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{v,d,M}$ [N/cm ²]	2.22
TIRO DELLA CATENA	Resistenza dei tiranti allo sneravamento T_1 [kN]	132.0
	Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio T_2 [kN]	7.0
	Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura T_3 [kN]	28.4
	Massimo tiro esplicabile dalla catena T [kN]	7.0

Essendo due i lati di rinforzo il tiro complessivo vale: $T=2 \times 7 = 14$ kN

DATI INIZIALI	Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)				Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]	
		Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
		Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]			Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]
		1	2,08	5,10	2,74			5,10
	2							
	3							
	4							
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI								
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo Y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) Y_{Gi} [m]	
1	0,27	3,55	0,10			1,85		
2						0,00		
3						0,00		
4						0,00		
AZIONI SUI MACROELEMENTI								
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]	
1	73,1		28,0		27,4	16,4	14,0	
2	0,0							
3	0,0							
4	0,0							

DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI				
	Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
	1	9,9	2,8	0,0	49,7
	-	0,0	0,0	0,0	0,0
	-	0,0	0,0	0,0	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0	
MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI					
Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
1	134,9	99,4	0,0	0,0	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

MOLTIPLI-CATORE α_0	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	1	0,266	1,35	9,297	0,710	2,725
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.

**CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008**

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,24
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1,00
	Categoria suolo di fondazione		C
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,179
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0		2,381
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]		0,299
	Fattore di smorzamento η		0,466
	Altezza della struttura H [m]		7,00
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S		1,444
	Coefficiente C_C		1,564
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,444
	Numero di piani dell'edificio N		1
	Coefficiente di partecipazione modale γ		1,000
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0,215

Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
1			0,431	
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-

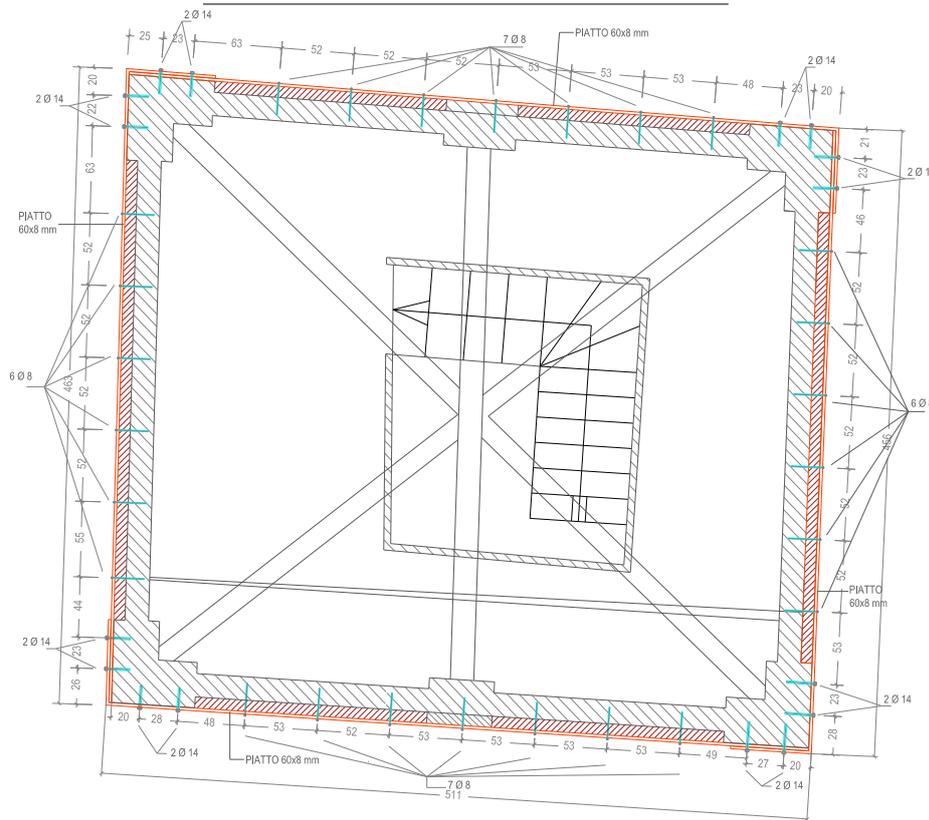
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	1	0,431
	-	-
	-	-

Accelerazione di picco al suolo rigido che determina il raggiungimento dello SLV relativamente al cinematisimo considerato (ribaltamento cantonale)

Essendo $a_{g(SLV)} = 0,431 > a_{g,rif}(P_{VR}) = 0,179$ (la **verifica è soddisfatta.**)

Verifica delle barre di connessione

PARTICOLARE PIATTO METALLICO IN PIANTA



Si calcola la resistenza a taglio massima di un fissaggio usando le **ETAG 029 - Ancoraggi metallici su muratura**.

Barre filettate classe 8.8

$$f_{uk} = 8.000 \text{ daN/cm}^2$$

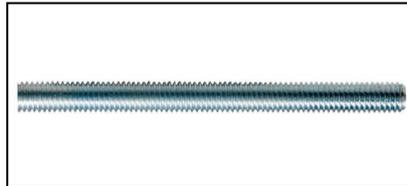
$$f_{yk} = 6.400 \text{ daN/cm}^2$$

$$d = 8 \text{ mm}$$

$$A_s = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_{Ms} = 1,5 \text{ coeff. lato acciaio}$$

$$\gamma_{Mm} = 2,5 \text{ coeff. lato muratura}$$



- Rottura a taglio della barra metallica

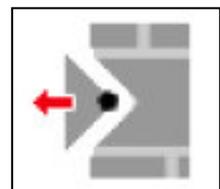
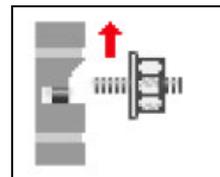
$$V_{Rk,s} = 0,5 \cdot A_s \cdot f_{uk} = 2.000 \text{ daN}$$

$$V_{Sd}^h = V_{Rk,s} / \gamma_{Ms} = 2.000 / 1,5 = 1333 \text{ daN} = 13 \text{ kN}$$

- Rottura conica di bordo della muratura

$$V_{Rk,c} = k \cdot \sqrt{d_{nom}} \cdot (h_{nom} / d_{nom})^{0,2} \cdot \sqrt{f_b} \cdot c_1^{1,5} / 1000 = 10,6 \text{ kN}$$

$$k = 0,45$$



$$\begin{aligned}c_1 &= 200 \text{ mm} \\d_{\text{nom}} &= 8 \text{ mm} \\h_{\text{nom}} &= 120 \text{ mm} \\f_b &= 0,89 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$V_{\text{Sd}}^g = V_{\text{Rk},s} / \gamma_{\text{Mms}} = 10,6/2,5 = 4,2 \text{ kN}$$

Si considera la scarsa aderenza dei giunti e delle ristilature fra i mattoni con un ulteriore coefficiente riduttivo $\alpha_j=0,75$:

$$V_{\text{Sd}}^g = 0,75 \cdot 4,2 \text{ kN} = 3 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Sd}} = \min (V_{\text{Sd}}^h, V_{\text{Sd}}^g) = \mathbf{3 \text{ kN}}$$

Su un lato si predispongono 7 ϕ 8 mm ogni 50 cm più 4 ϕ 14 mm agli angoli. Per ogni lato vi sono minimo **n=11 tasselli**, pertanto l'azione resistente di taglio vale **$V_R = n \cdot V_{\text{Sd}} = 11 \times 3 = 33 \text{ kN}$**

Si calcola l'azione sismica che agisce su un lato della torretta in proporzione ai carichi della copertura in combinazione sismica:

$$W = A \times (G_1 + G_2 + 0 \times Q_k) = 25 \text{ mq} \times 2,2 = 55 \text{ kN}$$

L'accelerazione di progetto S_d vale: $S_d=0,275 \text{ g}$

La forza orizzontale sismica vale: $F = S_d \times W = 15 \text{ kN}$.

$$V_R = 33 \text{ kN} > F = 15 \text{ kN} \quad \textbf{(VERIFICA SODDISFATTA)}$$