

COMUNE DI CASALGRANDE

Provincia di REGGIO EMILIA

**SCUOLA PRIMARIA DI SANT'ANTONINO:  
INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO DEI LIVELLI DI SICUREZZA SISMICI.**



Committente:

**Comune di Casalgrande (RE)**

Agosto 2015

Raggruppamento Temporaneo di Professionisti

**ing. Emanuel Perani,**

**ing. Massimo Pilati,**

via Doneghe, 3 - 25085 Gavardo (BS)

Tel. e Fax 036532845

e-mail: [info@ingegneriaprogetti.net](mailto:info@ingegneriaprogetti.net)

**FASCICOLO TECNICO:**

INTEGRAZIONI

GIUGNO 2018



## INDICE

<b>1. VERIFICHE STATICHE MURATURE.....</b>	<b>5</b>
<b>2. VERIFICHE MECCANISMI DI DIAFRAMMA DI PIANO .....</b>	<b>7</b>
<b>3. VERIFICHE MECCANISMI LOCALI PARETI .....</b>	<b>12</b>



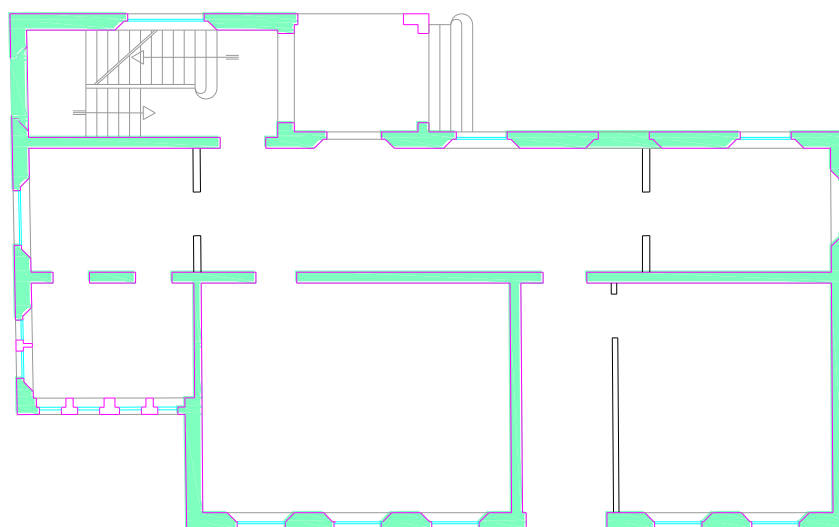
## 1. VERIFICHE STATICHE MURATURE

Sulla struttura è stata condotta un'ispezione visiva durante la quale non sono stati osservati cedimenti e situazioni di funzionamento anomalo, nè tanto meno sono state riscontrate fessure, segno del superamento delle capacità resistenti degli elementi costitutivi della fabbrica.

Rientrando la struttura nella definizione di “edificio semplice” di cui al paragrafo 4.5.6.4 NTC08 si riporta la verifica alle tensioni ammissibili secondo le specifiche di cui allo stesso a livello del piano terra

ANALISI CARICHI										
PIANO TERRA				Y <sub>G1</sub> = 1.0		Y <sub>G2</sub> = 1.0		Y <sub>Q</sub> = 1.0		
Solaio	n	A (mq)	α	Lung (m)	Larg (m)	G1 (kN/mq)	G2 (kN/mq)	Q (kN/mq)	N (kN)	
solaio copertura	1.00	216.00	1.00	0.00	0.00	0.45	1.05	1.20	583.20	
solaio 2	1.00	216.00	1.00	0.00	0.00	1.94	0.98	3.00	1278.72	
solaio 1	1.00	216.00	1.00	0.00	0.00	1.94	0.98	3.00	1278.72	
									Σ	3140.64 kN
Murature		t (cm)	H (m)	Lung (m)	γ (kN/mc)			N (kN/m)	N (kN)	
muratura esterne	0.8	39	8.20	74.00	18.00			46.05	3407.79	
murature interne	0.8	27	8.20	38.30	18.00			31.88	1221.07	
								0.00	0.00	
								0.00	0.00	
								0.00	0.00	
								0.00	0.00	
									Σ	4628.85 kN
CARICO VERTICALE TOTALE			N = 7769.49 kN							

L'immagine seguente mostra l'area totale dei muri portanti a livello del piano terra considerati al fine della verifica.



Area totale pareti di piano	A =	29.00	mq			
Livello di conoscenza	LC	1				
Fattore di confidenza	FC	1.35				
Tipo di muratura	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce				
Resistenza media a compressione	f <sub>m</sub> =	240	N/cm <sup>2</sup>	f <sub>m</sub> =	2.40	N/mm <sup>2</sup>
Fattore migliorativo 2	FM 1	1.0				
Fattore migliorativo 1	FM 2	1.0				
<b>VERIFICA STATICA</b>						
Coeff. parziale di sicurezza γ <sub>M</sub>	γ <sub>M</sub>	4.2		f <sub>m corr</sub> =	1.78	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma = \frac{N}{0.65 \cdot A} < \frac{f_{m \text{ corr}}}{\gamma_m}$						
	σ =	0.41	≤	0.42	N/mm <sup>2</sup>	<b>VERIFICATO</b>

## 2. VERIFICHE MECCANISMI DI DIAFRAMMA DI PIANO

Le armature integrative predisposte nella cappa del solaio sono state progettate al fine di assicurare una opportuna organizzazione del diaframma di piano. Le connessioni con le murature assicurano da un lato il corretto trasferimento dell'azione di taglio tra impalcato e murature, dall'altro impediscono lo strappo delle pareti caricate fuori dal piano.

L'immagine seguente evidenzia il funzionamento del diaframma.

Le verifiche sono state condotte per la zona di intervento valutando la forza sismica competente tramite un'analisi statica lineare incrementata del 30%.

Si riporta il calcolo dei pesi di piano e delle forze sismiche ricavate.

Si riporta successivamente la verifica della rete d'armatura utilizzata nella cappa in calcestruzzo e costituente il pannello d'anima, le connessioni alle murature delle lesene a spinotto e le armature inserite nei correnti (secondo le immagini riportate).

Per la verifica degli spinotti che consentono il trasferimento del carico dal cordolo alla muratura si è fatto riferimento a prove sperimentali condotte presso l'Università di Brescia (Tengattini C.G., Marini A., Giuriani E. 2006. Connessioni a taglio nelle murature. TR 3a.1\_UR11\_1 RELUIS Progetto di ricerca N.1 Vulnerability assessment

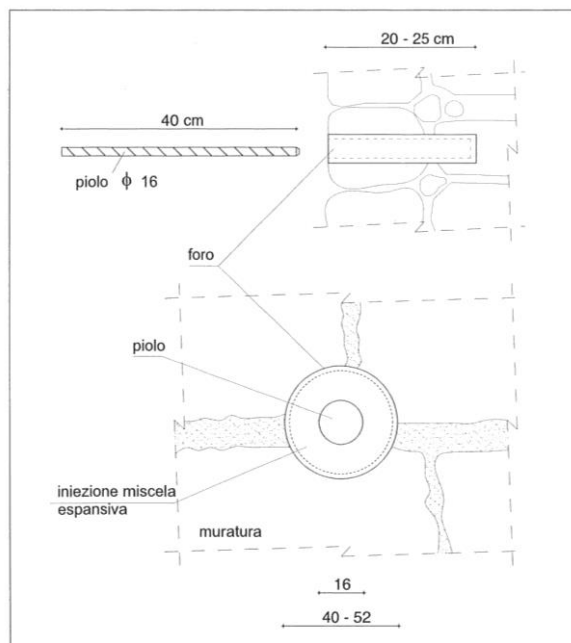
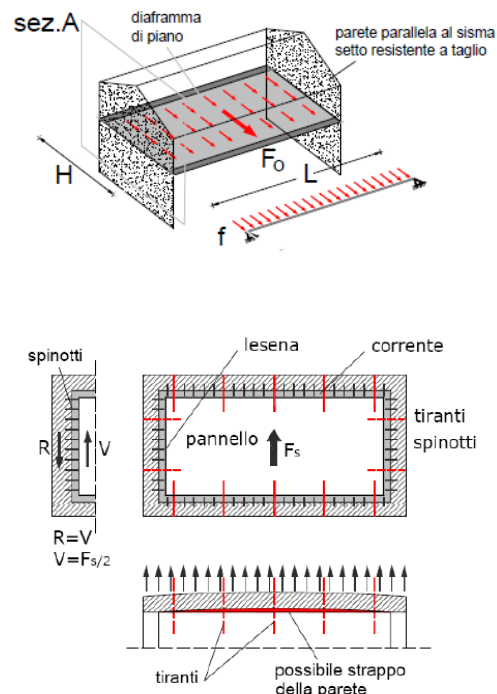


Fig. 6.14a Pioli iniettati nelle murature in pietrame.

and anti-seismic strengthening of masonry buildings).

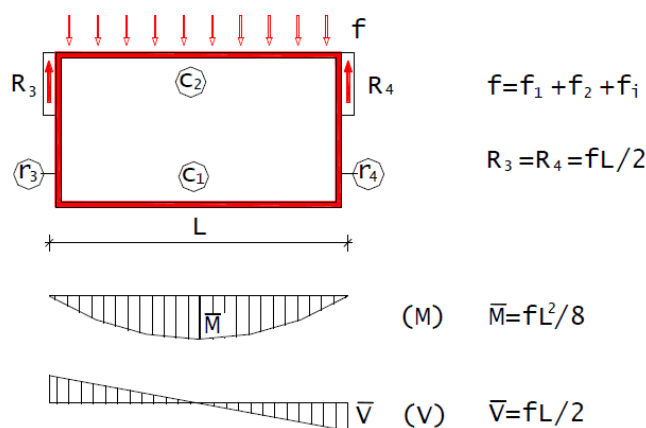
Per elementi di diametro 16 mm infissi in murature di medie caratteristiche con le modalità di fissaggio sopra illustrate si è misurata una resistenza sperimentale di circa 13kN. Tali valori sono confermati da prove realizzate dagli scriventi su due edifici del comune di S. Ilario d'Enza (RE) che presentano caratteristiche costruttive simili con l'oggetto del presente progetto e riportati in allegato.

Il calcolo delle connessioni e delle armature dei pannelli d'anima e dei correnti è valutata considerando uno schema statico ad elemento bidimensionale a correnti e pannello semplicemente appoggiato alle pareti sismoresistenti. Il momento flettente è affidato ai correnti ed il taglio al pannello d'anima.

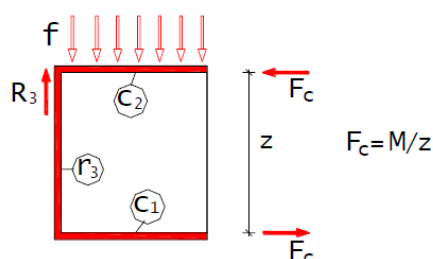
Il valore di  $q$  risulta costante perché si è nell'ipotesi di anima evanescente.

Le armature posizionate impediscono lo strappo delle armature fuori piano ed assicurano il trasferimento delle forze di taglio agli elementi sismoresistenti.

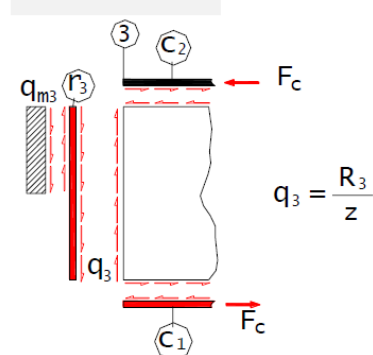
#### ELEMENTO BIDIMENSIONALE A CORRENTI E PANNELLO



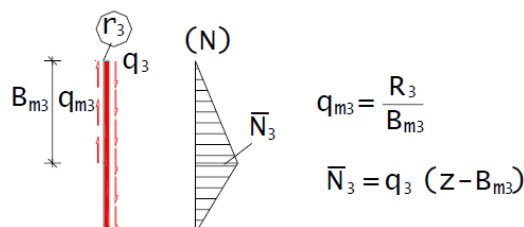
#### CORRENTI



#### PANNELLO



#### LESENA



[Ref 41]

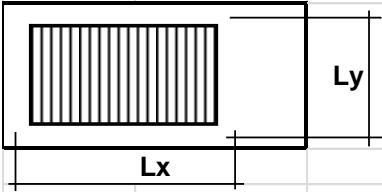


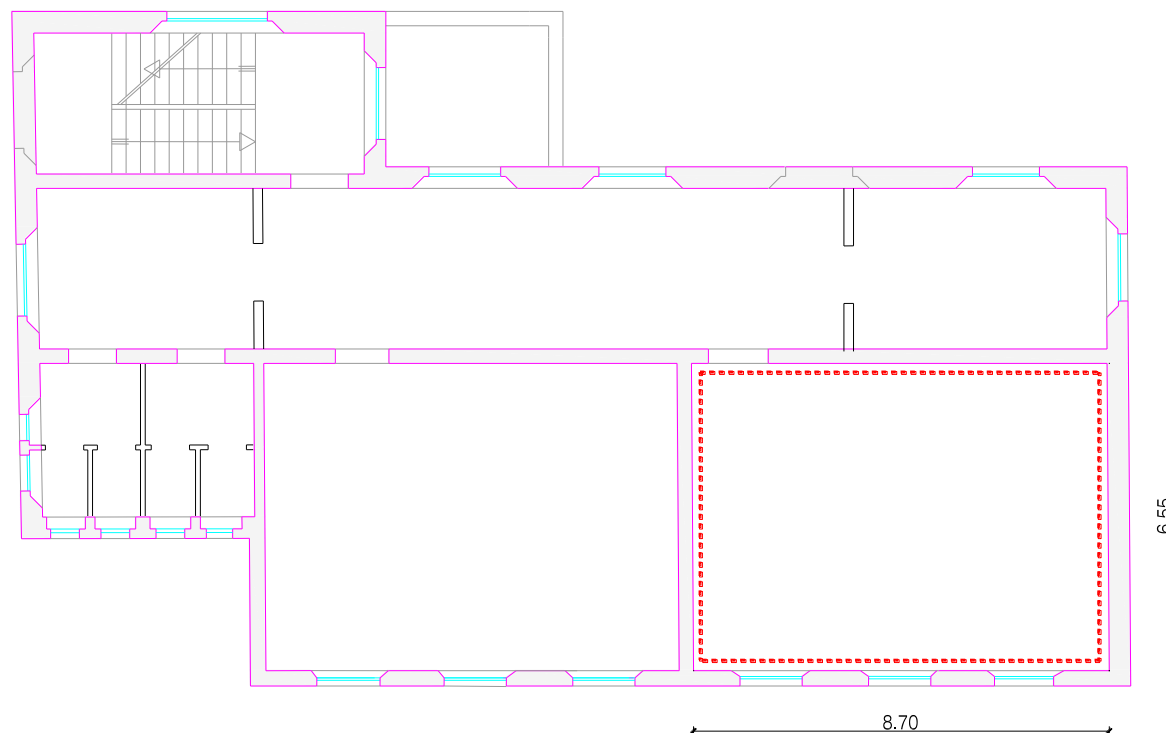
Le masse considerate ai fini della verifica sono quelle del solaio e delle quattro pareti superiori ed inferiori per un'altezza di influenza di 2m.

Relativamente alle pareti sono state considerate le masse delle sole pareti trasversali alla direzione del sisma.

La forza sismica di riferimento è calcolata utilizzando un'analisi statica lineare con  $q=2$  e  $K_r=1$  (NTC 7.3.3.2), considerando il valore di  $S_{dt}$  pari a quello del tratto costante TB-TC e considerando un incremento per la collocazione in altezza (stimato ai sensi della 7.3.6) pari a 1.03.

L'immagine seguente evidenzia la campitura a livello del secondo impalcato dove sono state condotte le verifiche.

GEOMETRIA SOLAIO			
	Lx	8.70	m
	Ly	6.55	m
	sp	8.00	cm



						<b>DIREZIONE X</b>			
Peso pareti inferiori:	165.77	kN	0.85						
			sviluppo	spessore	hinfluenza	peso sp./m3	peso		
Tipologia 1			6.55	0.38	2.00	18.00	76.16	kN	
Tipologia 2			6.55	0.38	2.00	18.00	89.60	kN	
Peso pareti superiori:	50.17	kN	0.85						
			sviluppo	spessore	hinfluenza	peso sp./m3	peso		
Tipologia 1			6.55	0.25	2.00	18.00	50.11	kN	
Tipologia 2			6.55	0.25	2.00	18.00	0.06	kN	
Peso impalcato	227.94	kN	1						
			lato1	lato2		peso sp./m2	peso		
Tipologia 1			8.70	6.55		4.00	227.94	kN	
Peso Accidentale	61.54	kN	0.6						
			lato1	lato2		peso sp./m2	peso		
Tipologia 1			8.70	6.55		3	102.57	kN	
<b>Peso totale</b>	<b>505.42</b>	<b>kN</b>		coeff. amplif. altezza		<b>1.03</b>			
<b>Sdt</b>	<b>0.384</b>	Calcolato con fattore di struttura q=2 e Kr= 1 e valore massimo curva							
<b>Fs</b>	<b>259.87</b>	<b>kN</b>		coeff. amplif. NTC08		<b>1.3</b>			

						<b>DIREZIONE Y</b>			
Peso pareti inferiori:	202.33	kN	0.85						
			sviluppo	spessore	hinfluenza	peso sp./m3	peso		
Tipologia 1			8.70	0.38	2.00	18.00	101.16	kN	
Tipologia 2			8.70	0.38	2.00	18.00	101.16	kN	
Peso pareti superiori:	126.23	kN	0.85						
			sviluppo	spessore	hinfluenza	peso sp./m3	peso		
Tipologia 1			8.25	0.25	2.00	18.00	63.11	kN	
Tipologia 2			8.25	0.25	2.00	18.00	63.11	kN	
Peso impalcato	227.94	kN	1						
			lato1	lato2		peso sp./m2	peso		
Tipologia 1			8.70	6.55		4.00	227.94	kN	
Peso Accidentale	61.54	kN	0.6						
			lato1	lato2		peso sp./m2	peso		
Tipologia 1			8.70	6.55		3	102.57	kN	
<b>PT</b>	<b>618.04</b>	<b>kN</b>		coeff. amplif. altezza		<b>1.03</b>			
<b>Sdt</b>	<b>0.384</b>	Calcolato con fattore di struttura q=2 e Kr= 1 e valore massimo curva							
<b>Fs</b>	<b>317.78</b>	<b>kN</b>		coeff. amplif. NTC08		<b>1.3</b>			

SISMA DIREZIONE		X	
	$T = F_s / 2$	129.94	kN
	$M = F_s * L_y / 8$	212.77	kNm
1	Pannello d'anima		
	$q = T / L_x$	14.94	kN/m
	$\Delta x_{rete}$	0.20	m
	$F_x \text{ rich.} = q * \Delta x$	2.99	kN
rete	$f_{yd}$	27.5	kg/cm <sup>2</sup>
F8/20"X20"			
	$\Phi_{rete}$	0.80	cm
	$A_s$	0.50	cm <sup>2</sup>
$F_{xprog} > F_{xrich}$	$F_x \text{ prog} = A_s * f_{yd}$	13.82	kN
2	Connessioni		
	$\Phi$	1.6	cm
	$A_{sp}$	2.01	cm <sup>2</sup>
	$Q \text{ spinotto}$	13.00	kN
	$\text{Passo} = Q / q$	0.87	m
3	Correnti		
2fi16	$A_{corr}$	4.02	cm <sup>2</sup>
	$F_{corr} = M / L_x$	24.46	kN
	$\sigma_a = F_{corr} / A_{corr}$	6.08	kN/cm <sup>2</sup>

SISMA DIREZIONE		Y	
	$T = F_s / 2$	158.89	kN
	$M = F_s * L_x / 8$	282.61	kNm
1	Pannello d'anima		
	$q = T / L_y$	24.26	kN/m
	$\Delta x_{rete}$	0.20	m
	$F_x \text{ rich.} = q * \Delta x$	4.85	kN
rete	$f_{yd}$	27.5	kN/cm <sup>2</sup>
F8/20"X20"			
	$\Phi_{rete}$	0.80	cm
	$A_s$	0.50	cm <sup>2</sup>
$F_{xprog} > F_{xrich}$	$F_x \text{ prog} = A_s * f_{yd}$	13.82	kN
2	Connessioni lesena		
	$\Phi$	1.6	cm
	$A_{sp}$	2.01	cm <sup>2</sup>
	$Q \text{ spinotto}$	13.00	kN
	$\text{Passo} = Q / q$	0.54	m
3	Correnti		
2fi16	$A_{corr}$	4.02	cm <sup>2</sup>
	$F_{corr} = M / L_y$	43.15	kN
	$\sigma_a = F_{corr} / A_{corr}$	10.73	kN/cm <sup>2</sup>

### 3. VERIFICHE MECCANISMI LOCALI PARETI

Si riportano le verifiche dei meccanismi locali della parete perimetrale allo stato di fatto e di progetto

#### MECCANISMO DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha_0$  di attivazione dei meccanismi locali di PARETI MONOLITICHE NON VINCOLATE AGLI ORIZZONTAMENTI E NON EFFICACEMENTE COLLEGATE ALLE PARETI DI CONTROVENTO e delle relative PGA per le verifiche.

Nel caso di parete a più piani l'applicazione valuta il ribaltamento della stessa per diverse posizioni della cerniera cilindrica, in corrispondenza dei vari orizzontamenti, e fornisce i valori del moltiplicatore associato a ciascuna condizione esaminata. In tal caso occorre immettere i dati richiesti per piani successivi dell'edificio, partendo dal più basso (Elevazione 1). Nei casi in cui il macroelemento ribaltante sia caratterizzato da geometria irregolare in facciata (e la sua configurazione risulti pertanto non descrivibile attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata") non bisogna riempire la sezione "Geometria della facciata" ma occorre inserire i dati relativi al baricentro della parete ed al suo peso proprio nelle relative caselle, individuate dal fondo azzurro, presenti nelle sezioni "Caratterizzazione geometrica dei macroelementi" e "Azioni sui macroelementi". I due approcci sono alternativi: per una stessa parete occorre fare riferimento all'uno o all'altro per tutti i piani dell'edificio. Per maggiore chiarezza si faccia riferimento alla Legenda ed alle Figure riportate a lato.

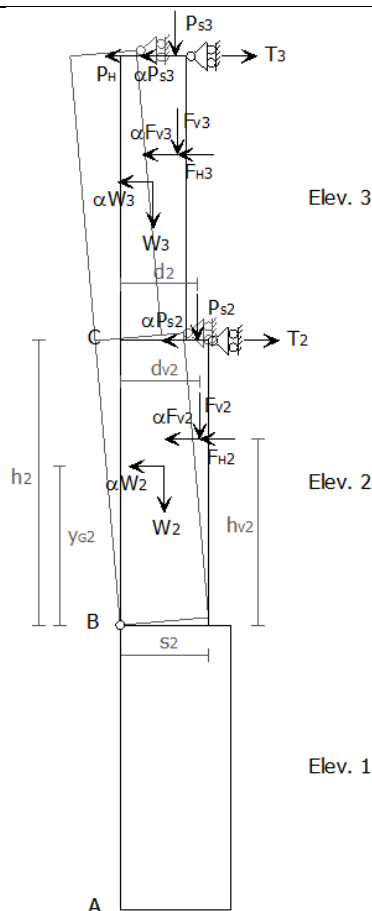


Fig. 2 - Schema di calcolo

## MECCANISMO LOCALE DI RIBALTAMENTO SEMPLICE – stato di fatto

### Parete zona aule



I carichi trasmessi dai solai sono i seguenti:

SOLAIO ZONA LIVELLO 1 e 2

$$(1.92+2.10+0.6*3.0) \text{ kN/mq} * 7\text{m} = 40.7 \text{ kN}$$

SOLAIO ZONA COPERTURA

$$(0.45+1.05) \text{ kN/mq} * 3\text{m} = 4.5 \text{ kN}$$

Si è ipotizzato come massa dei solai agente quella dell'intera campata per i primi due livelli.

Per la copertura cautelativamente una zona di influenza di 3m.

DATI INIZIALI	Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					Peso specifico della muratura $\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	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	4.10		1.00					18.0
		2	4.20		1.00					18.0
	3	1.50		1.00			18.0			
	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	0.38	4.10	0.19			2.05			
2	0.25	4.20	0.13			2.10				
3	0.25	1.50	0.13			0.75				
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	28.0		40.7							
2	18.9		40.7							
3	6.8		4.5							
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]	
	3 - 2 - 1	8.5	13.4	0.0	0.0	
	3 - 2	3.2	5.7	0.0	0.0	
	3	0.8	0.6	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]
	3 - 2 - 1	235.8	548.8	0.0	0.0	0.0
	3 - 2	73.1	196.6	0.0	0.0	0.0
3	5.1	6.8	0.0	0.0	0.0	
-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
MULTIPLICATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	0.028	1.35	11.799	0.829	0.245
	3 - 2	0.033		6.662	0.922	0.259
	3	0.119		1.022	0.891	0.971
	-	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 $q$					2.00
	Coefficiente di amplificazione topografica $S_T$					1.00
	Categoria suolo di fondazione					D
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]					0.185
	Fattore di amplificazione massima dello spettro $F_0$					2.386
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_C^*$ [sec]					0.310
	Fattore di smorzamento $\eta$					1.000
	Altezza della struttura $H$ [m]					9.80
	Tempo di ritorno allo SLV [anni]					712
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S$					1.738
	Coefficiente $C_C$					2.245
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione $S$					1.738
	Numero di piani dell'edificio $N$					3
	Coefficiente di partecipazione modale $\gamma$					1.286
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura $T_1$ [sec]					0.277
	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)	
	3 - 2 - 1			0.029		
	3 - 2	4.10	0.418	0.030	0.962	
	3	8.30	0.847	0.114	1.783	
	-	-	-	-	-	

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_g(\text{SLV})$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)	$\alpha_u, \text{PGA}$	$\text{TR\_PGA}_{\text{SL}}$ [anni]	$\alpha_{u, \text{TR}}^{1)}$ ( $\text{TR}_{\text{SLV}}/\text{TR}_{\text{SLV,RIF}})^{1/2.43}$	$\alpha_{u, \text{TR}}^{2)}$ ( $\text{TR}_{\text{SLV}}/\text{TR}_{\text{SLV,RIF}}$ )
	3 - 2 - 1	<b>0.029</b>	<b>0.157</b>	<b>18</b>	<b>0.220</b>	<b>0.025</b>
	3 - 2	<b>0.024</b>	<b>0.128</b>	<b>15</b>	<b>0.204</b>	<b>0.021</b>
	3	<b>0.044</b>	<b>0.237</b>	<b>27</b>	<b>0.260</b>	<b>0.038</b>
	-	-	-	-	-	-

## **MECCANISMO LOCALE DI RIBALTAMENTO SEMPLICE – stato di progetto**

Allo stato di progetto sono inseriti degli ancoraggi iniettati di collegamento tra la nuova cappa in cls del nuovo solaio realizzato per inibire i meccanismi di ribaltamento

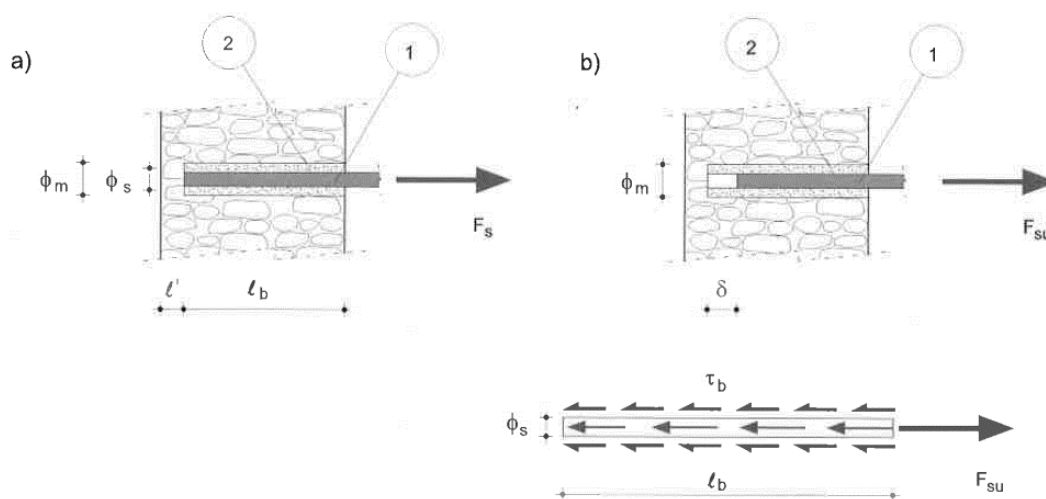
Il collegamento è costituito da barre B450C di diametro 16mm a passo 50-55 cm con profondità di ancoraggio nella muratura di 15cm, preforo di 35mm e inghisaggio con malta cementizia.

Ai fini della verifica si è fatto riferimento alle seguenti pubblicazioni:

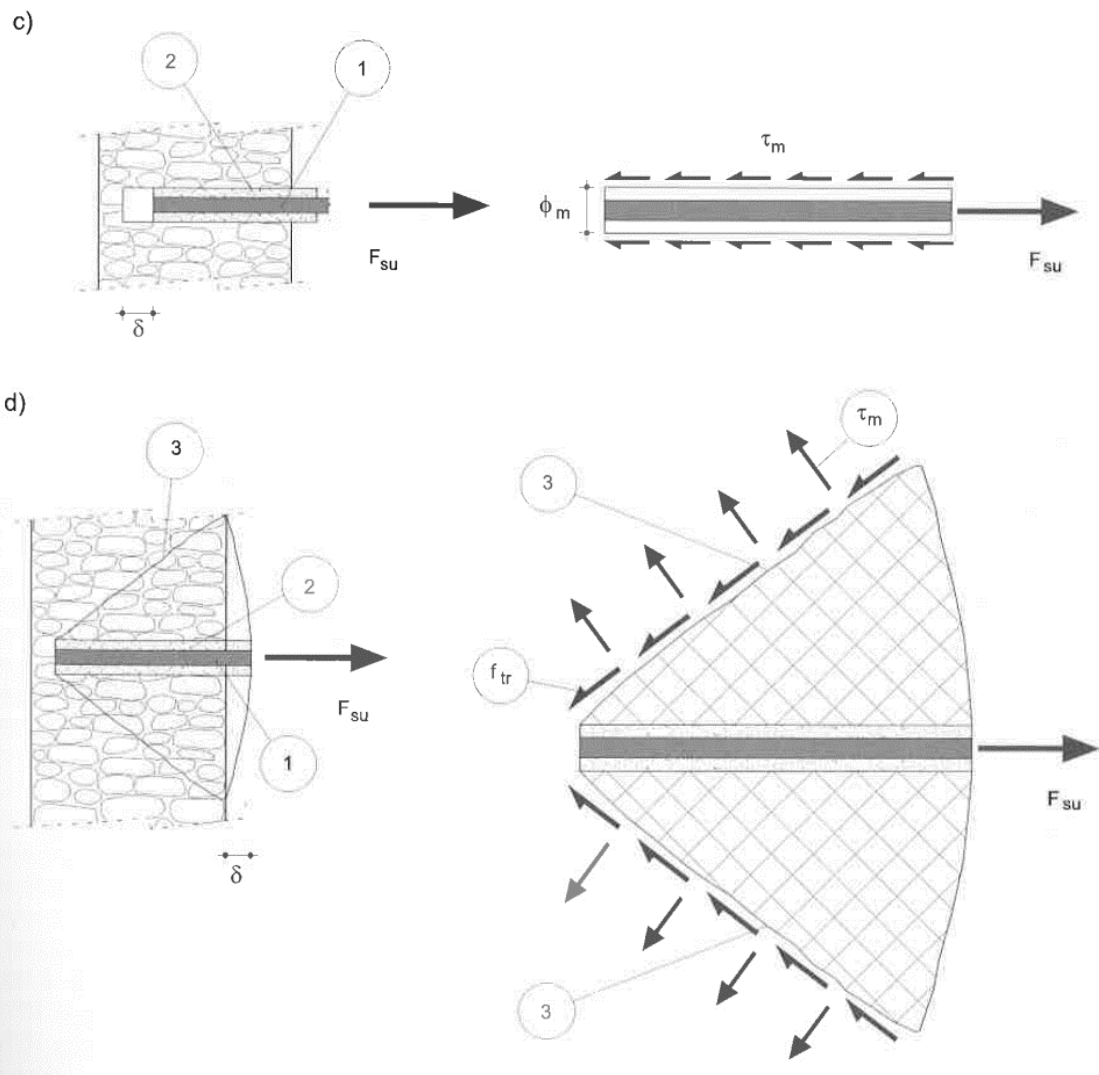
- “Consolidamento degli edifici storici” – prof. Ing. Ezio Giuriani – UTET Scienze tecniche – 2012, con riferimenti a prove svolte presso l’Università degli studi di Brescia per inghisaggi iniettati con malta cementizia in muratura.
- “Prove sperimentali di estrazione di ancoraggi iniettati in murature storiche” – ing. Cristiano Algeri, ing. Elena Poverello, prof.ing. Ezio Giuriani, prof. Ing. Giovanni Plizzari. C-SPIN – Bossong spa – Dipartimento DICATA UNIBS.

I documenti fanno riferimento a prove di estrazione di barre su murature (in mattoni pieni e miste) eseguite in cantiere e su provini in laboratorio. Le modalità di fissaggio prevedono un preforo (dimensioni 40 – 60mm) e inghisaggio con malta di calce o malta cementizia.

Le immagini successive (tratte dal primo documento di riferimento) mostrano le modalità di collasso per la tipologia di ancoraggio in esame.



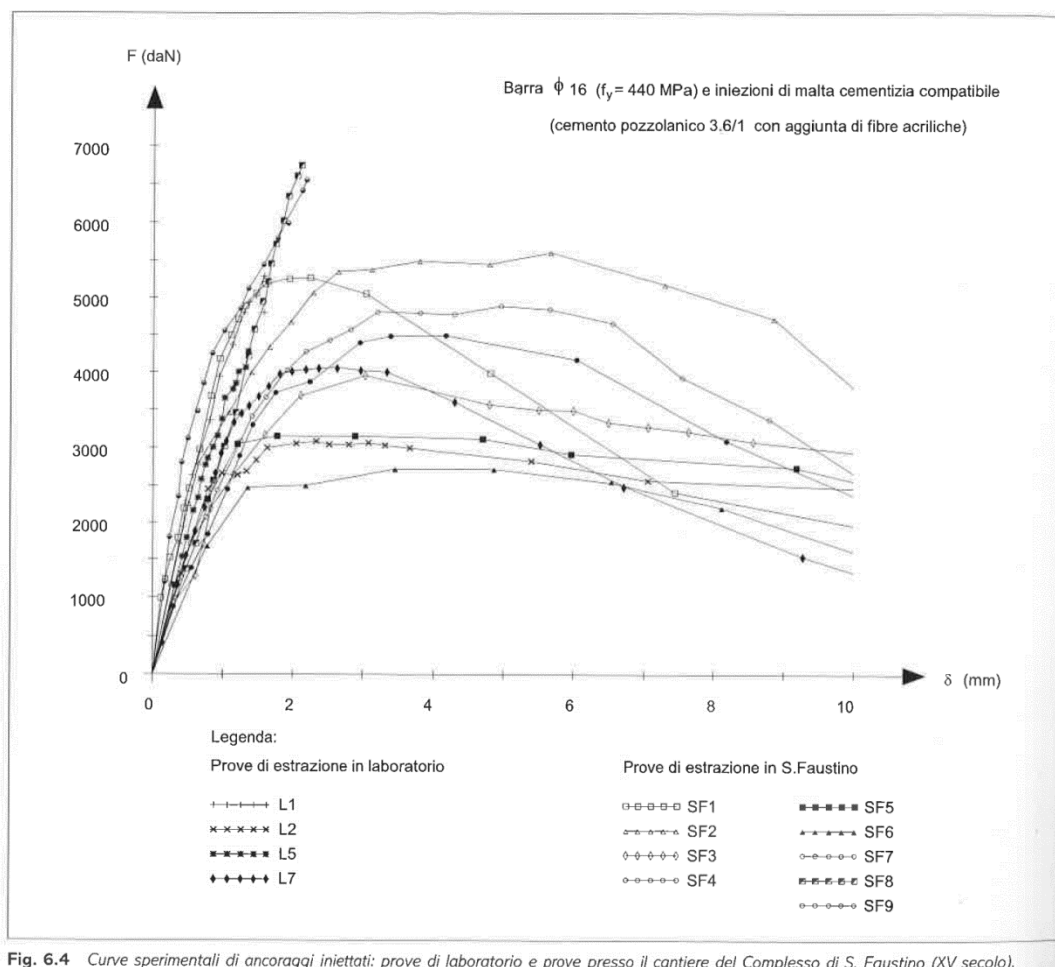




Come illustrato tali meccanismi di collasso sono:

- Collasso per cedimento dell'aderenza tra armatura e malta ( a ).
- Collasso per cedimento dell'aderenza tra malta e muratura ( b ).
- Collasso per estrazione di cono di muratura ( c ).

Si illustrano nel proseguo i risultati sperimentali contenuti nelle due pubblicazioni



**Fig. 6.4** Curve sperimentali di ancoraggi iniettati: prove di laboratorio e prove presso il cantiere del Complesso di S. Faustino (XV secolo).

**Tab. 6.1** - Caratteristiche geometriche e meccaniche di ancoraggi iniettati e risultati delle prove di estrazione.

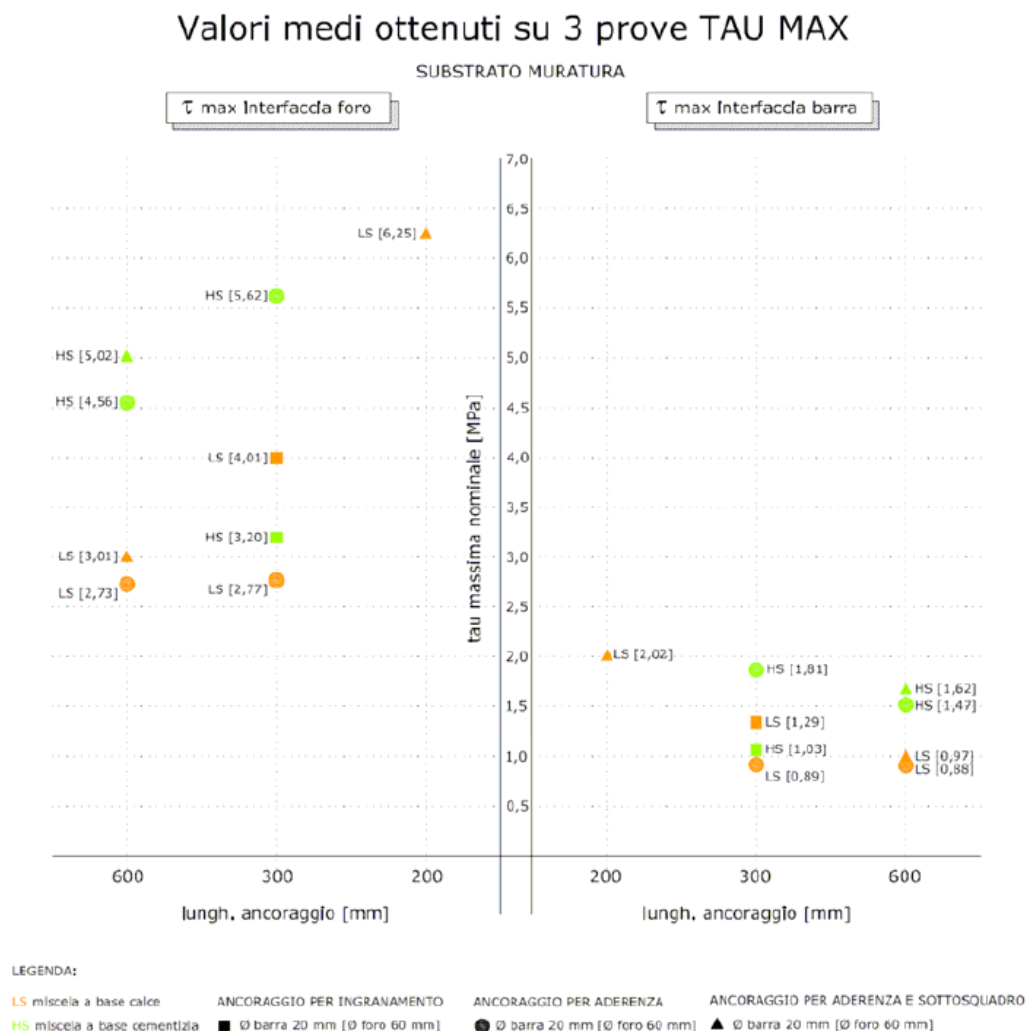
Prove di estrazione in laboratorio					
Barra $\Phi$ 16 FeB 44 k	Lunghezza ancoraggio [cm]	Tempo di maturazione [gg]	$R_{cm}$ [MPa]	Tipo di rottura	$\tau_{bu}$ [MPa]
L1	28	28	42,3	a	3,76
L2				b	2,20
L5				c	3,03
L7				d	2,89
Prove di estrazione in S. Faustino					
Barra $\Phi$ 16 FeB 44 k	Lunghezza ancoraggio [cm]	Tempo di maturazione [gg]	$R_{cm}$ [MPa]	Tipo di rottura	$\tau_{bu}$ [MPa]
SF1	28	29	42,3	d	3,74
SF2				c	3,99
SF3				c	2,82
SF4	20	15	57,0	d	4,49
SF5				d	3,15
SF6				c	2,74
SF7	30	90	68,0	c	3,24
SF8				a	4,45
SF9				a	4,34

Legenda tipo di rottura:

a: snervamento del piolo alla sezione esterna filettata; – b: rottura con distacco del cono di muratura; – c: sfilamento del bulbo di boiaccia e del mattone connesso; – d: sfilamento del piolo dal bulbo di boiaccia.

## Prove sperimentali di estrazione di ancoraggi iniettati in murature storiche

Il fissaggio con ingranamento è realizzato tramite l'esecuzione di perforazioni a forma conica con incremento del diametro lungo lo sviluppo del foro.



Valori tangenziali massimi, a rottura, interfaccia barra-malta			
	Prove in laboratorio		Prove in situ
	aderenza	ingranamento	aderenza- ingranamento
LS	$\tau_{max}$ 2,77 MPa	$\tau_{max}$ 4,01 MPa	$\tau_{max}$ 0,89÷3,45 MPa
HS	$\tau_{max}$ 5,62 MPa	$\tau_{max}$ 5,02 MPa	$\tau_{max}$ 1,64÷5,09 MPa

Valori tangenziali massimi, a rottura, interfaccia bulbo-substrato			
	Prove in laboratorio		Prove in situ
	aderenza	ingranamento	aderenza- ingranamento
LS	$\tau_{max}$ 0,89 MPa	$\tau_{max}$ 1,29 MPa	$\tau_{max}$ 0,29÷1,11 MPa
HS	$\tau_{max}$ 1,81 MPa	$\tau_{max}$ 1,62 MPa	$\tau_{max}$ 0,53÷1,64 MPa

Tabella 2: Risultati sintetici delle prove di estrazione su murature storiche

Per il primo riferimento l'immagine seguente mostra alcune modalità di rottura verificatesi.



Per il secondo documento i meccanismi di rottura fatti registrare sono riconducibili principalmente alla rottura del substrato con sfilamento degli elementi resistenti nel caso di ancoraggi per aderenza e a creazione di cono di rottura nel caso di ancoraggi per ingranamento.

Nel caso in esame riferendosi alle prove del secondo documento che presenta i valori di resistenza minori otteniamo:

*Interfaccia barra-malta*  $\tau_{\max} = 0.89 \text{ Mpa}$

$$F_{su} = \tau_{bu} * \pi * \varnothing b * L_b = 0.89 \text{ N/mm}^2 * \pi * 16\text{mm} * 150\text{mm} = 6.71 \text{ kN}$$

*Interfaccia bulbo-substrato*  $\tau_{\max} = 0.29 \text{ Mpa}$

$$F_{su} = \tau_{bu} * \pi * \varnothing f * L_b = 0.29 \text{ N/mm}^2 * \pi * 35\text{mm} * 150\text{mm} = 4.78 \text{ kN}$$

Il valore minimo è pari a 4.78 kN per singola barra.

In funzione dell'interasse di progetto di 55 cm l'azione di contrasto al metro è pari a  $a = 4.78/0.55 = 8.69 \text{ kN/m}$

Tali valori sono confermati da prove realizzate dagli scriventi su due edifici del comune di S. Ilario d'Enza (RE) che presentano caratteristiche costruttive similari con l'oggetto del presente progetto e riportati in allegato.

In relazione all'aderenza barra – cls nella cappa di consolidamento del solaio in calcestruzzo, si valuta il valore di  $f_{bd}$  :

$$f_{bd} = 2.25 * \eta * 0.7 * (0.3 * f_{ck}^{2/3}) / 1.5$$

Considerando prudenzialmente un valore  $f_{ck}$  pari a 15 N/mm<sup>2</sup> si ottiene  $f_{bd} = 1.65$  N/mm<sup>2</sup>

Considerando la lunghezza di ancoraggio di 50 cm.

$$F_{su} = \tau_{bu} * \pi * \varnothing b * L_b = 1.65 \text{ N/mm}^2 * \pi * 16 \text{ mm} * 500 \text{ mm} = 41.44 \text{ kN}$$

Anche nell'ipotesi di scarsa aderenza, il valore di resistenza è ampiamente superiore a quello minimo considerato ai fini della verifica.

Relativamente all'azione di ritegno fornita dagli elementi inseriti in copertura, si procede preliminarmente alla verifica del massimo tiro esplicabile dalle catene, valutando il minimo valore tra quelli relativi alle pressioni di contatto, dello snervamento dell'elemento in acciaio e di punzonamento

#### Catene intradossali

Piatti 60x6 (3600 mm<sup>2</sup>) e profili UPN 100

Piastra 20x20 cm

DETERMINAZIONE DEL TIRO DELLA CATENA			
CARETTISTICHE GEOMETRICHE	Area della sezione trasversale del tirante $A_s$	Diametro catena [mm]	3600.0
	Altezza della piastra di ancoraggio del tirante $a$ [cm]		20.0
	Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante $b$ [cm]		20.0
	Spessore della parete su cui è ancorato il tirante $t$ [cm]		37.0
	Angolo di attrito della muratura $\beta$ [°]		45.0
	Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante $A_1$ [cm <sup>2</sup> ]		400.0
	Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [m]		0.2
	Area di ripartizione delle azioni di compressione $A_2$ [cm <sup>2</sup> ]		416.2
	$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$		1.0
	Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di $T_2$ [%]		25.0%
PARAMETRI MECCANICI	Fattore di confidenza $F_c$		1.35
	Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura $\gamma_m$		2.00
	Resistenza di calcolo dei tiranti $f_{d,s}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		200.00
	Resistenza media a compressione della muratura $f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]		240.00
	Resistenza media a taglio della muratura $\tau_0$ [N/cm <sup>2</sup> ]		6.00
	Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]		88.89
TIRO DELLA CATENA	Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{v,d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]		2.22
	Resistenza dei tiranti allo snervamento $T_1$ [kN]		720.0
	Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio $T_2$ [kN]		11.7
	Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura $T_3$ [kN]		36.3
Massimo tiro esplicabile dalla catena $T$ [kN]			11.7

Il tiro delle catene si considera uniformemente distribuito sulla lunghezza del prospetto stesso ed il contributo viene inserito nel foglio di calcolo.

Nel caso specifico il valore minimo del tiro esplicabile è pari a 11.7 kN per singolo tirante, legato al punzonamento della parete (considerando un valore di  $\gamma_m = 2$ ).

Sul prospetto considerato vi sono 4 elementi per una lunghezza di 18m.

L'azione di ritegno è pari a **2.60 kN** al metro.

Cautelativamente trascuro il funzionamento a diaframma del solaio e conduco la verifica analogamente alla situazione pre-intervento.

I carichi trasmessi dai solai, in ragione dell'organizzazione dell'impalcato sono i seguenti:

**SOLAIO ZONA LIVELLO 1 e 2**

$(1.92+2.10+0.6*3.0) \text{ kN/mq} * 3.5\text{m} = 20.3 \text{ kN}$

**SOLAIO ZONA COPERTURA**

$(0.45+1.05) \text{ kN/mq} * 3\text{m} = 4.5 \text{ kN}$

DATI INIZIALI	Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					Peso specifico della muratura $\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	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	4.10		1.00					18.0
		2	4.20		1.00					18.0
	3	1.50		1.00			18.0			
	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	0.38	4.10	0.19			2.05			
2	0.25	4.20	0.13			2.10				
3	0.25	1.50	0.13			0.75				
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	28.0		20.3			0.0	8.7			
2	18.9		20.3			0.0	8.7			
3	6.8		4.5				2.6			
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]	
	3	0.8	0.6	0.0	3.9	
	-	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]
	3	5.1	6.8	0.0	0.0	0.0
	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
MULTIPLICATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3	0.449	1.35	1.022	0.891	3.664
	-	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 $q$					2.00
	Coefficiente di amplificazione topografica $S_T$					1.00
	Categoria suolo di fondazione					D
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]					0.185
	Fattore di amplificazione massima dello spettro $F_0$					2.386
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_C^*$ [sec]					0.310
	Fattore di smorzamento $\eta$					1.000
	Altezza della struttura $H$ [m]					9.80
	Tempo di ritorno allo SLV [anni]					712
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S$					1.738
	Coefficiente $C_C$					2.245
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione $S$					1.738
	Numero di piani dell'edificio $N$					3
	Coefficiente di partecipazione modale $\gamma$					1.286
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura $T_1$ [sec]					0.277
PGA-SLV	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)	
	3 - 2 - 1			0.298		
	3 - 2	4.10	0.418	0.300	9.493	
	3	8.30	0.847	0.430	6.729	
	-	-	-	-	-	
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_g(SLV)$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)	$\alpha_u$ , PGA	TR_PGA <sub>SL</sub> [anni]	$\alpha_{u, TR}^{1)}$ ( $TR_{SLV}/TR_{SLV, RIF}$ ) <sup>1/2.43</sup>	$\alpha_{u, TR}^{2)}$ ( $TR_{SLV}/TR_{SLV, RIF}$ )
	3 - 2 - 1	0.298	1.611	#ND	#ND	#ND
	3 - 2	0.233	1.261	1430	1.332	2.008
	3	0.165	0.894	521	0.879	0.732
	-	-	-	-	-	-

La verifica risulta di poco non verificata relativamente al meccanismo di ribaltamento della terza elevazione.

Relativamente ad una azione sismica trasversale ed alla porzione di sottotetto si è verificato inoltre lo stato tensionale della sezione di mezzeria conseguente al sistema resistente ad arco orizzontale attivato nelle fasce orizzontali di piano delle pareti longitudinali vincolate alle pareti di controvento trasversali, e che consente la trasmissione delle spinte sismiche agli elementi sismoresistenti.

Per maggiore chiarezza si faccia riferimento alle figure riportate.

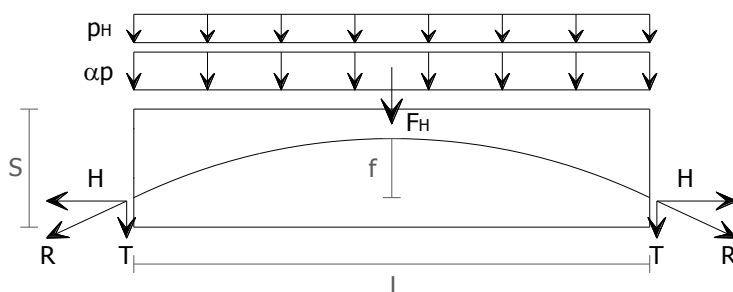


Fig. 1 - Schema di calcolo

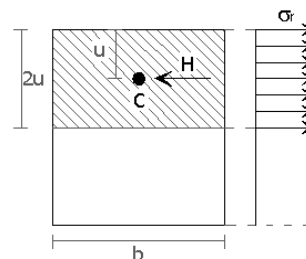


Fig. 2 - Stato tensionale nella sezione di mezzeria

In relazione al valore medio tabellare (Tab. C8A.2.1 NT08) di  $f_m$  per murature in mattoni pieni pari a  $240 \text{ N/cm}^2$  si considera un valore di resistenza del pannello in direzione ortogonale pari a circa il 60%.

DATI INIZIALI	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE					Peso specifico della muratura $\gamma \text{ [kN/m}^3\text{]}$
	Spessore della parete $S \text{ [m]}$	Altezza della fascia muraria $b \text{ [m]}$	Lunghezza della parete (distanza tra le pareti di controvento) $L \text{ [m]}$	Profondità di competenza del solaio o della copertura che poggia sulla parete $l \text{ [m]}$	Semialtezza della sezione reagente in mezzeria $u \text{ [m]}$	
	0.27	1.00	7.00	3.50	0.06	18.0
	AZIONI SULLA PARETE				Tensione a rottura della muratura $\sigma_r \text{ [N/cm}^2\text{]}$	Fattore riduttivo della massa partecipante al cinematisimo che tiene conto delle modalità di applicazione del carico distribuito $p$ (da utilizzare per la valutazione della PGA)
	Carico trasmesso dal solaio o dalla copertura per metro quadro $p_s \text{ [kN/m}^2\text{]}$	Carico verticale per unità di lunghezza della parete dovuto al peso proprio ed all'azione trasmessa dall'orizzontamento $p \text{ [kN/m]}$	Spinta statica orizzontale trasmessa dalla copertura per unità di lunghezza della parete $p_H \text{ [kN/m]}$	Spinta statica orizzontale concentrata trasmessa dalla copertura $F_H \text{ [kN]}$		
	1.5	10.1	0.0	0.0	144.0	0.00



			MOLTIPLICATORE $\alpha_0$		
DATI DI CALCOLO	Forza normale massima sopportabile dalla sezione $H_u$ [kN]	Valore massimo assunto da $\alpha_0$ per $u = s/4$ $\alpha_{max}$	Distanza orizzontale della sezione di frattura nella parete rispetto ad un estremo [m]	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC
	172.8	0.424	3.50	0.419	1.35

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 $q$				2.00
	Coefficiente di amplificazione topografica $S_T$				1.00
	Categoria suolo di fondazione				D
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]				0.185
	Fattore di amplificazione massima dello spettro $F_0$				2.386
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_C^*$ [sec]				0.310
	Fattore di smorzamento $\eta$				1.000
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]				9.800
	Altezza della struttura $H$ [m]				712.00
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S$				1.738
	Coefficiente $C_C$				2.245
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione $S$				1.738
	Numero di piani dell'edificio $N$				3
	Coefficiente di partecipazione modale $\gamma$				1.286
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura $T_1$ [sec]				6.892
	Baricentro delle linee di vincolo $Z$ [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)	
	10.30	0.014	0.357	327.070	
PGA-SLV	$a_g(SLV)$ $\min(C8A.4.9; C8A.4.10)$				0.357

La verifica risulta soddisfatta.

## **ALLEGATI**

- Prove di estrazione e taglio eseguite presso edifici pubblici del Comune di S.Ilario d'Enza (RE).



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI BRESCIA

DICATAM

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, ARCHITETTURA,  
TERRITORIO, AMBIENTE E DI MATEMATICA

LABORATORIO PROVE MATERIALI «PIETRO PISA»

VIA BRANZE 36/38 - 25123 BRESCIA

Tel. 030.3715617/594 - Fax 030.3715595

e-mail: segreteria-laboratoriopisa@unibs.it

Cod. Fiscale 98007650173 - P. IVA IT01773710171

## **Prove di estrazione e di taglio presso la scuola primaria di Calerno "I. Calvino" - Sant'Ilario d'Enza (RE)**

Richiesta n° 27398 del 30/06/2017  
Richiedente: Ing. Emanuel Perani – Via Doneghe 3 – Gavardo (BS)  
Cantiere: Scuola primaria di Calerno "I. Calvino" - Sant'Ilario d'Enza (RE)  
Consolidamento statico e miglioramento dei livelli di sicurezza  
Committente: Amministrazione comunale di Sant'Ilario d'Enza (RE)  
Data prove: 06/07/2017

### **Prove di estrazione**

Le prove sono state eseguite nei punti E1, E2 e E3 di figura 1.

L'elemento da sottoporre a prova è una barra nervata di acciaio per cemento armato di diametro 16 mm, inghisata nella muratura per una profondità di 25 cm e inclinata sull'orizzontale di 45°. All'estremità, orizzontalmente, è stata saldata una barra filettata M20 in modo da poter applicare, attraverso un martinetto idraulico forato, una forza di estrazione perpendicolare alla superficie della muratura (fotografia 1). Il martinetto contrasta sulla muratura attraverso un treppiede in acciaio. Il carico è stato calcolato in base alla pressione del circuito e alla costante del martinetto (0,412 kN/bar). Sulla barra è stato montato un apposito supporto dotato di 3 comparatori digitali in modo da rilevare lo sfilamento della barra. I punti di misura nonché i punti di contrasto del carico sono distanti dall'asse della barra orizzontale di circa 30 cm.

Il carico massimo raggiunto durante le prove e l'andamento carico-spostamento sono riportati a pagina 2 e 3.

### **Prove di taglio**

Le prove sono state eseguite nei punti T1, T2 e T3 di figura 1.

L'elemento da sottoporre a prova è una barra nervata di acciaio per cemento armato di diametro 16 mm, inghisata nella muratura e sporgente per circa 3 cm. Per la prova è stata utilizzata un'apposita attrezzatura che sottopone ad uno carico di taglio due elementi contemporaneamente (fotografia 2). Il carico è applicato con un martinetto idraulico; a causa della sua posizione eccentrica il carico sugli spinotti è l'88% del carico calcolato in base alla pressione del circuito e della costante del martinetto (0,165 kN/bar). Con comparatori digitali sono stati rilevati scorrimento di entrambi gli elementi (Sx e Dx).

Il carico massimo raggiunto durante le prove e l'andamento carico-spostamento sono riportati a pagina 2 e 3.

La presente relazione consta di 4 pagine.

Brescia, 12/07/2017

Lo Sperimentatore  
Ing. Luca Cominoli



Pag. 1 di 4

Il Responsabile Tecnico  
Ing. Egidio Marchina



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI BRESCIA

DICATAM DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, ARCHITETTURA,  
TERRITORIO, AMBIENTE E DI MATEMATICA

LABORATORIO PROVE MATERIALI «PIETRO PISA»

VIA BRANZE 36/38 - 25123 BRESCIA  
e-mail: segreteria-laboratoriopisa@unibs.it

Tel. 030.3715617/594 - Fax 030.3715595  
Cod. Fiscale 98007650173 - P. IVA IT01773710171

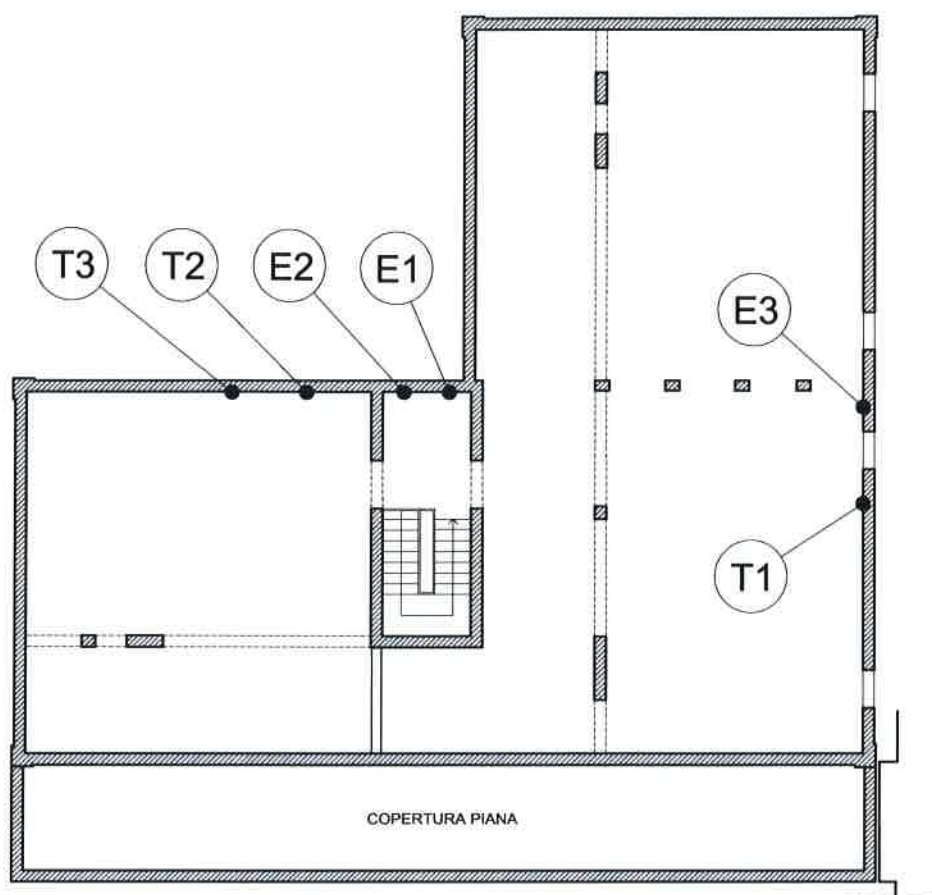


Figura 1 – Pianta del sottotetto e posizione dei punti d'indagine

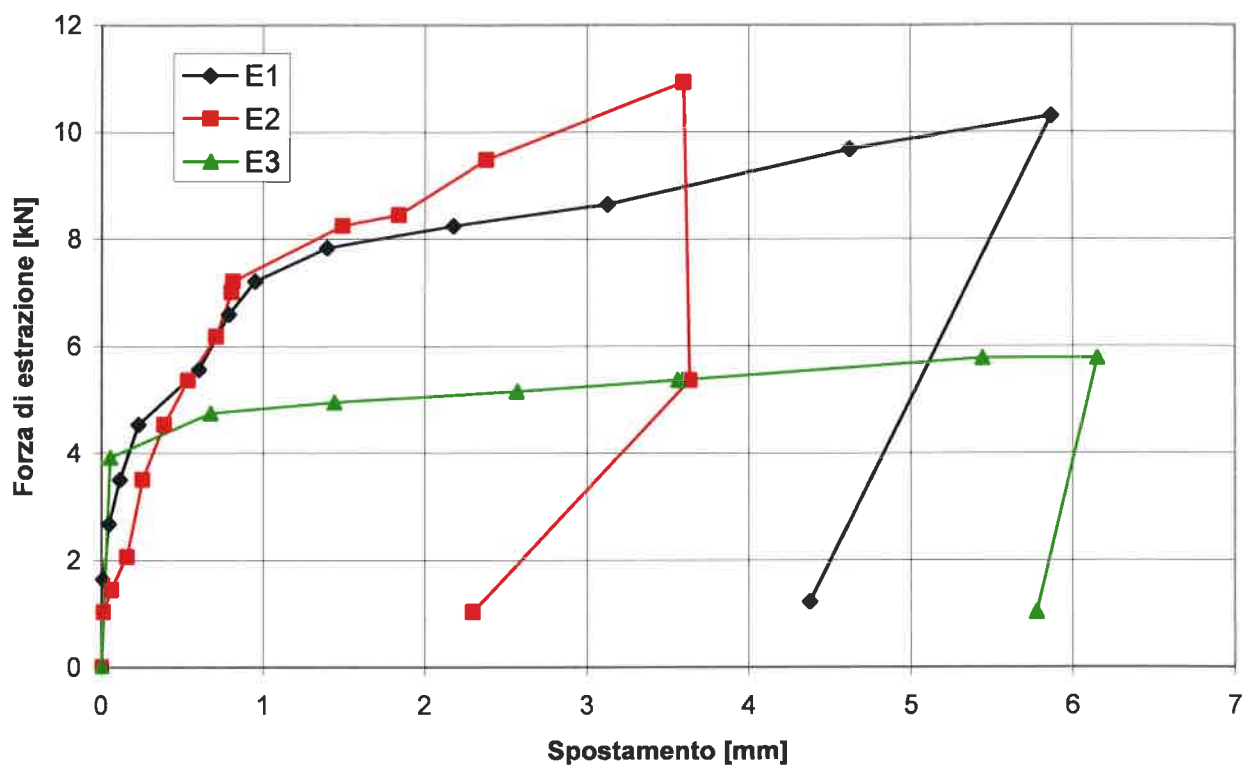
Prove di estrazione	
ID	Carico massimo [kN]
E1	10.3
E2	10.9
E3	5.8

Prove di taglio	
ID	Carico massimo [kN]
T1	10.3
T2	11.7
T3	9.2

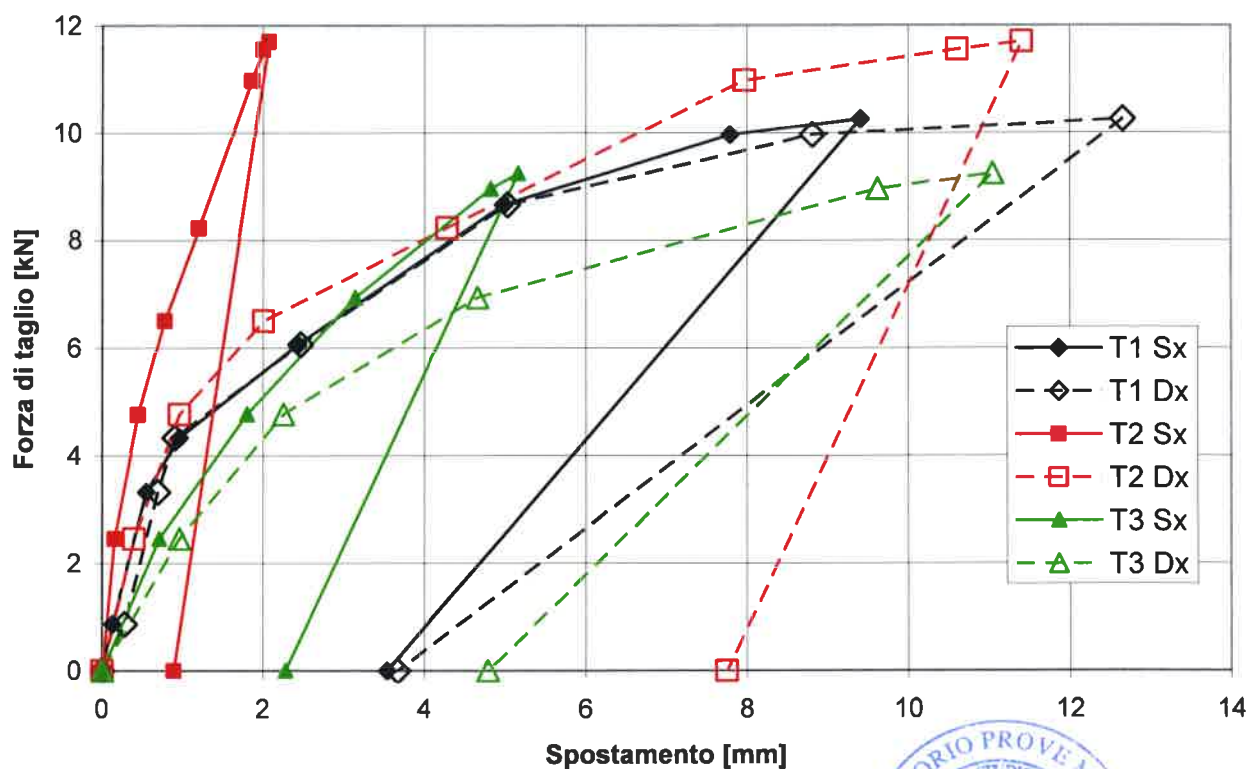




Prove di estrazione



Prove di taglio







UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI BRESCIA

DICATAM DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, ARCHITETTURA,  
TERRITORIO, AMBIENTE E DI MATEMATICA

**LABORATORIO PROVE MATERIALI «PIETRO PISA»**

VIA BRANZE 36/38 - 25123 BRESCIA  
e-mail: segreteria-laboratoriopisa@unibs.it

Tel. 030.3715617/594 - Fax 030.3715595  
Cod. Fiscale 98007650173 - P. IVA IT01773710171



Fotografia 1 – Prova di estrazione



Fotografia 2 – Prova di taglio





UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI BRESCIA

DICATAM DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, ARCHITETTURA,  
TERRITORIO, AMBIENTE E DI MATEMATICA

LABORATORIO PROVE MATERIALI «PIETRO PISA»

VIA BRANZE 36/38 - 25123 BRESCIA  
e-mail: segreteria-laboratoriopisa@unibs.it

Tel. 030.3715617/594 - Fax 030.3715595  
Cod. Fiscale 98007650173 - P. IVA IT01773710171

## **Prove di estrazione e di taglio presso il Municipio di Sant'Ilario d'Enza (RE)**

Richiesta n° 27398 del 30/06/2017  
Richiedente: Ing. Emanuel Perani – Via Doneghe 3 – Gavardo (BS)  
Cantiere: Municipio di Sant'Ilario d'Enza (RE)  
Consolidamento statico e miglioramento dei livelli di sicurezza  
Committente: Amministrazione comunale di Sant'Ilario d'Enza (RE)  
Data prove: 06/07/2017

### **Prove di estrazione**

Le prove sono state eseguite nei punti E1, E2 e E3 di figura 1.

L'elemento da sottoporre a prova è una barra nervata di acciaio per cemento armato di diametro 16 mm, inghisata nella muratura per una profondità di 25 cm e inclinata sull'orizzontale di 45°. All'estremità, orizzontalmente, è stata saldata una barra filettata M20 in modo da poter applicare, attraverso un martinetto idraulico forato, una forza di estrazione perpendicolare alla superficie della muratura (fotografia 1). Il martinetto contrasta sulla muratura attraverso un treppiede in acciaio. Il carico è stato calcolato in base alla pressione del circuito e alla costante del martinetto (0,412 kN/bar). Sulla barra è stato montato un apposito supporto dotato di 3 comparatori digitali in modo da rilevare lo sfilamento della barra. I punti di misura nonché i punti di contrasto del carico sono distanti dall'asse della barra orizzontale di circa 30 cm.

Il carico massimo raggiunto durante le prove e l'andamento carico-spostamento sono riportati a pagina 2 e 3.

### **Prove di taglio**

Le prove sono state eseguite nei punti T1, T2 e T3 di figura 1.

L'elemento da sottoporre a prova è una barra nervata di acciaio per cemento armato di diametro 16 mm, inghisata nella muratura e sporgente per circa 3 cm. Per la prova è stata utilizzata un'apposita attrezzatura che sottopone ad uno carico di taglio due elementi contemporaneamente (fotografia 2). Il carico è applicato con un martinetto idraulico; a causa della sua posizione eccentrica il carico sugli spinotti è l'88% del carico calcolato in base alla pressione del circuito e della costante del martinetto (0,165 kN/bar). Con comparatori digitali sono stati rilevati scorrimento di entrambi gli elementi (Sx e Dx).

Il carico massimo raggiunto durante le prove e l'andamento carico-spostamento sono riportati a pagina 2 e 3.

La presente relazione consta di 4 pagine.

Brescia, 12/07/2017

Lo Sperimentatore  
Ing. Luca Cominoli



Il Responsabile Tecnico  
Ing. Egidio Marchina



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI BRESCIA

DICATAM DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, ARCHITETTURA,  
TERRITORIO, AMBIENTE E DI MATEMATICA

LABORATORIO PROVE MATERIALI «PIETRO PISA»

VIA BRANZE 36/38 - 25123 BRESCIA  
e-mail: segreteria-laboratoriopisa@unibs.it

Tel. 030.3715617/594 - Fax 030.3715595  
Cod. Fiscale 98007650173 - P. IVA IT01773710171

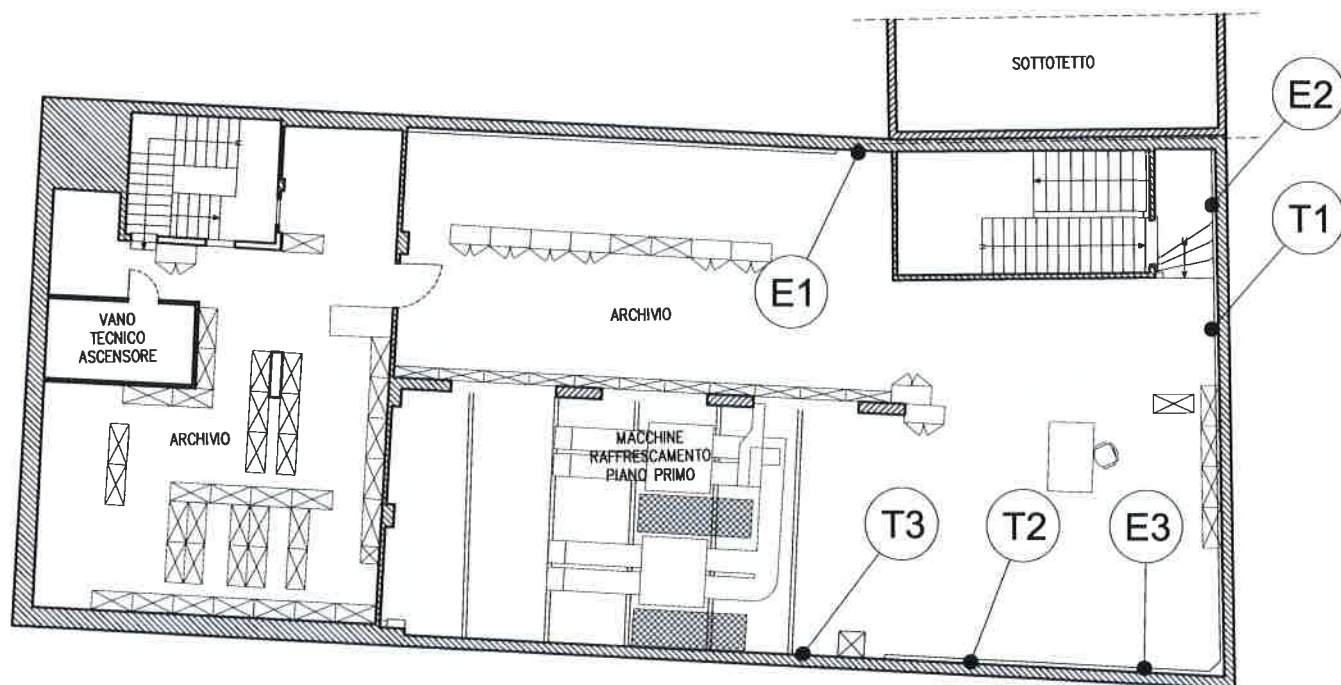


Figura 1 – Pianta del sottotetto e posizione dei punti d'indagine

Prove di estrazione	
ID	Carico massimo [kN]
E1	4.9
E2	12.6
E3	15.9

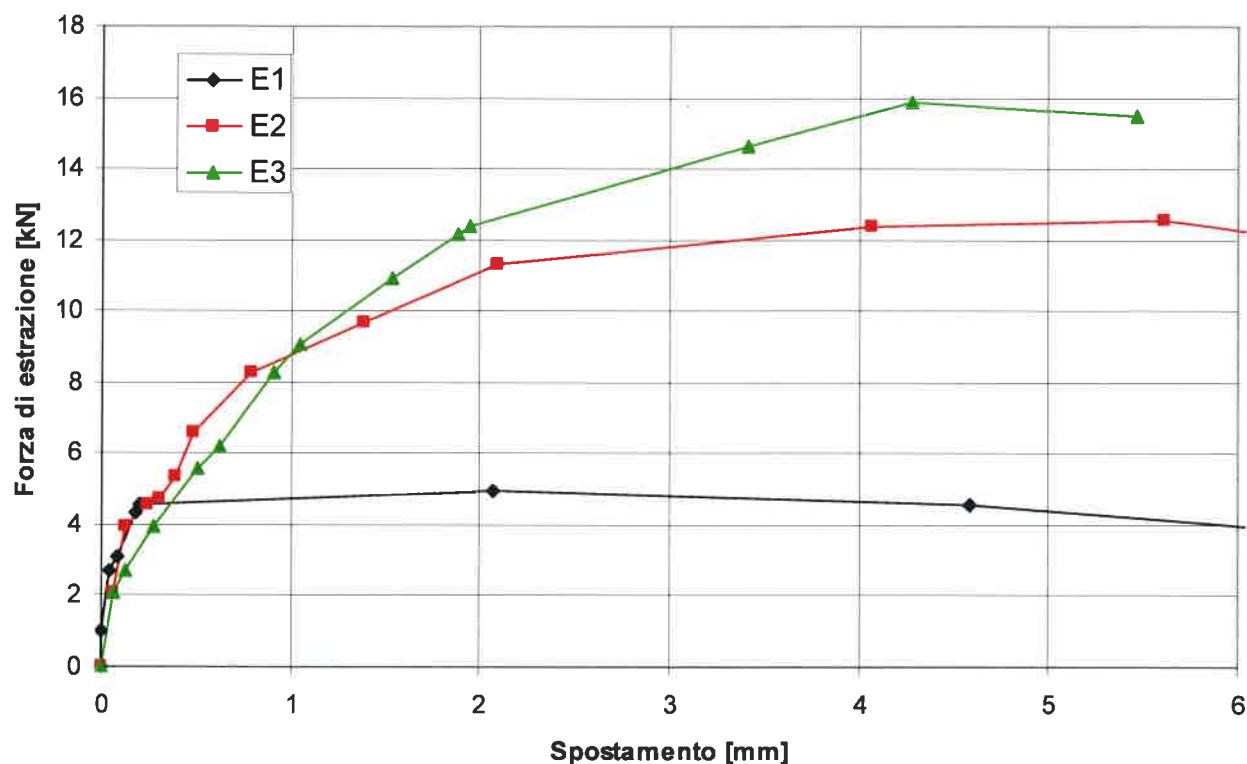
Prove di taglio	
ID	Carico massimo [kN]
T1	17.0
T2	15.1
T3	17.4



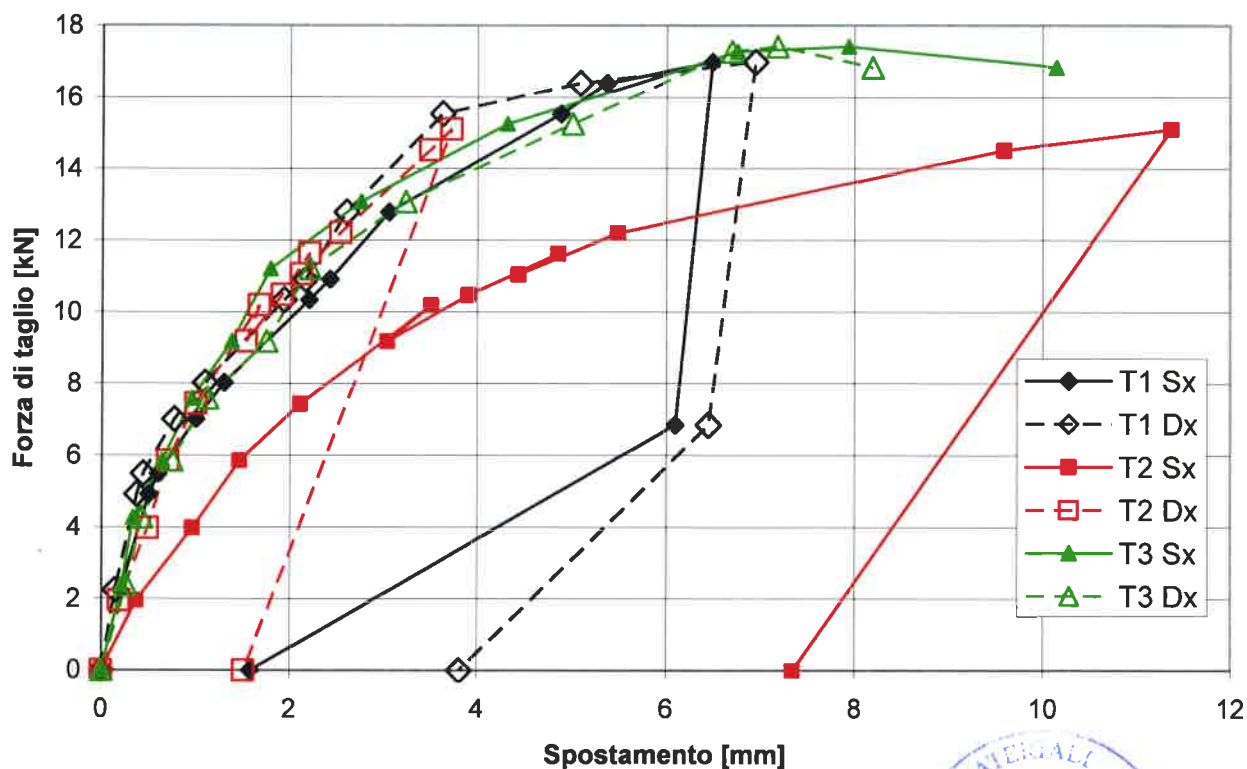




### Prove di estrazione



### Prove di taglio





UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI BRESCIA

DICATAM DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, ARCHITETTURA,  
TERRITORIO, AMBIENTE E DI MATEMATICA

**LABORATORIO PROVE MATERIALI «PIETRO PISA»**

VIA BRANZE 36/38 - 25123 BRESCIA  
e-mail: segreteria-laboratoriopisa@unibs.it

Tel. 030.3715617/594 - Fax 030.3715595  
Cod. Fiscale 98007650173 - P. IVA IT01773710171



Fotografia 1 – Prova di estrazione



Fotografia 2 – Prova di taglio

