



Università degli Studi di Firenze

Corso di Laurea in Ingegneria Civile

Previgente Ordinamento

indirizzo strutture

ANNO ACCADEMICO 2009/2010

"Verifica di vulnerabilità sismica di un edificio scolastico a struttura mista di muratura e c.a. sito nel comune di Prato"

Relatori:

Prof. Ing. Paolo Spinelli

Prof. Ing. Maurizio Orlando

Prof. Ing. Andrea Vignoli

Co-relatore:

Ing. Luca Salvatori

Studente:

Luca Spella

INDICE

Capitolo 1 - DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	1
1.1. Introduzione	1
1.2. Collocamento geografico	1
1.3. Documentazione storica	3
Capitolo 2 - INDAGINI STRUMENTALI E PROVE DI LABORATORIO ...	6
2.1. Indagini sclerometriche ed ultrasoniche	7
2.2. Prove su carote di calcestruzzo	11
2.3. Prove con il martinetto piatto	17
2.4. Prova di compressione su blocco di calcestruzzo alleggerito	40
Capitolo 3 - INDAGINI IN SITU	44
3.1. Piano terra	45
3.1.1. Piano terra – parte vecchia	46
3.1.2. Piano terra – parte nuova	51
3.2. Piano primo	55
3.2.1. Piano primo – parte vecchia	56
3.2.2. Piano primo – parte nuova	60
3.3. Piano sottotetto	65
Capitolo 4 - LIVELLO DI CONOSCENZA	71
4.1. Parametri meccanici della muratura	71
4.2. Parametri meccanici del calcestruzzo armato	78
Capitolo 5 - ANALISI DEI CARICHI	83
5.1. Normativa di riferimento	83
5.2. Pesi propri	83
5.3. Carico da vento	84
5.4. Carico da neve	89
5.5. Sovraccarichi variabili	92
5.6. Azione sismica	92

Capitolo 6 - VERIFICA STATICA AI CARICHI NON SISMICI	99
6.1. Normativa di riferimento	99
6.2. Principi fondamentali	99
6.3. Resistenza di progetto	100
6.4. Azioni sulle costruzioni	100
6.4.1. Combinazione delle azioni	101
6.4.2. Azioni nelle verifiche agli SLU	102
Capitolo 7 - ANALISI E VERIFICA DEI SOLAI AI CARICHI NON	
SISMICI	105
7.1. Analisi dello stato attuale	105
7.1.1. Solai di piano	106
7.1.2. Solai di copertura	120
7.2. Risultati delle verifiche e considerazioni aggiuntive	129
Capitolo 8 - ANALISI E VERIFICA DEGLI ELEMENTI IN MURATURA	
AI CARICHI NON SISMICI	132
8.1. Verifiche agli stati limite ultimi	132
8.2. Verifiche a pressoflessione per carichi laterali	132
8.2.1. Resistenza di progetto della muratura	133
8.2.2. Coefficiente di riduzione della resistenza del muro	133
8.3. Risultati delle verifiche: livello di conoscenza LC1	138
8.4. Risultati delle verifiche: comparazione dei risultati con LC1 e LC2	151
Capitolo 9 - ANALISI E VERIFICA DEGLI ELEMENTI IN C.A. AI	
CARICHI NON SISMICI	165
9.1. Verifiche agli stati limite ultimi	165
Capitolo 10 - PROPOSTA DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO	
AI CARICHI NON SISMICI	186
10.1. Considerazioni sullo stato attuale della struttura	186
10.2. Interventi sui solai	187
10.2.1. Solaio 1 - Solaio 4 - Solaio 5	187

10.2.2. Solaio 6	196
10.3. Interventi sulle pareti	200
Capitolo 11 - VERIFICA SISMICA	213
11.1. Introduzione	213
11.2. Requisiti di sicurezza	214
11.3. Combinazione delle azioni	215
11.4. Riepilogo dati di verifica	215
11.5. Analisi sismica globale	225
11.5.1. Criteri di modellazione delle strutture	225
11.5.2. Metodi di analisi	225
11.5.3. Il metodo POR	231
11.5.4. L'analisi pushover	232
11.5.5. Il modello 3Muri	238
11.5.6. Modellazione della struttura in esame	253
11.5.7. Risultati dell'analisi	259
Capitolo 12 - PROPOSTA DI ADEGUAMENTO SISMICO	263
12.1. Considerazioni sullo stato attuale della struttura	263
12.2. Descrizione dell'intervento di adeguamento sismico	264
CONCLUSIONI	267
BIBLIOGRAFIA	270
ALLEGATI	272

CAPITOLO 1

Descrizione della struttura

1.1. Introduzione

Il presente studio ha come oggetto la valutazione della sicurezza strutturale dal punto di vista delle azioni statiche e delle azioni sismiche prescritte dall'attuale normativa (D.M. Infrastrutture del 14.01.2008 – Nuove norme tecniche per le costruzioni, Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009 – Nuova circolare delle norme tecniche per le costruzioni) dell'edificio "Istituto comprensivo C. Puddu", scuola dell'infanzia primaria e secondaria di primo grado, situato nel Comune di Prato in Via Montalese 245/a, nell'ambito delle verifiche fissate dalla legge (conversione in legge del Decreto Milleproroghe del 31.12.2007); tali verifiche devono essere eseguite sugli edifici strategici e sugli edifici rilevanti, come quello in questione, per le caratteristiche d'uso e suscettibilità di affollamento, entro il 31.12.2010, seppure con priorità per gli edifici posti in zona 1 e 2. Sulla base della verifica strutturale suddetta verrà successivamente stilata una proposta di progetto di consolidamento e di adeguamento sismico.

1.2. Collocamento geografico

Prato è un comune italiano di 186.163 abitanti¹, capoluogo dell'omonima provincia dal 1992, in Toscana. Negl'ultimi decenni è stato protagonista di un notevole boom demografico e, attualmente, è la seconda città della Toscana, la terza dell'Italia centrale (dopo Roma e Firenze), per numero di abitanti. La città si estende per circa 100 km² e la sua altitudine è di 61 m s.l.m. L'area urbana e gran parte del territorio comunale si estendono nell'area pianeggiante compresa tra il corso del Bisenzio a nord e dell'Ombrone Pistoiese a sud, parte centrale integrante della conca interappenninica che da Firenze si estende in direzione nord-ovest fino a Pistoia. Il territorio comunale è classificato in zona sismica (Zona 2 nel 2003 e Zona 3S dalle medesime caratteristiche nel 2006) e parte di esso fu sede dell'epicentro del terremoto della Val di Bisenzio del 26 giugno 1899, che raggiunse la magnitudo 5,09 della scala Richter ed il VII grado

¹ Dato ISTAT al 31.03.2009.

della scala Mercalli². Le immagini seguenti danno una localizzazione geografica sia del comune che della scuola.

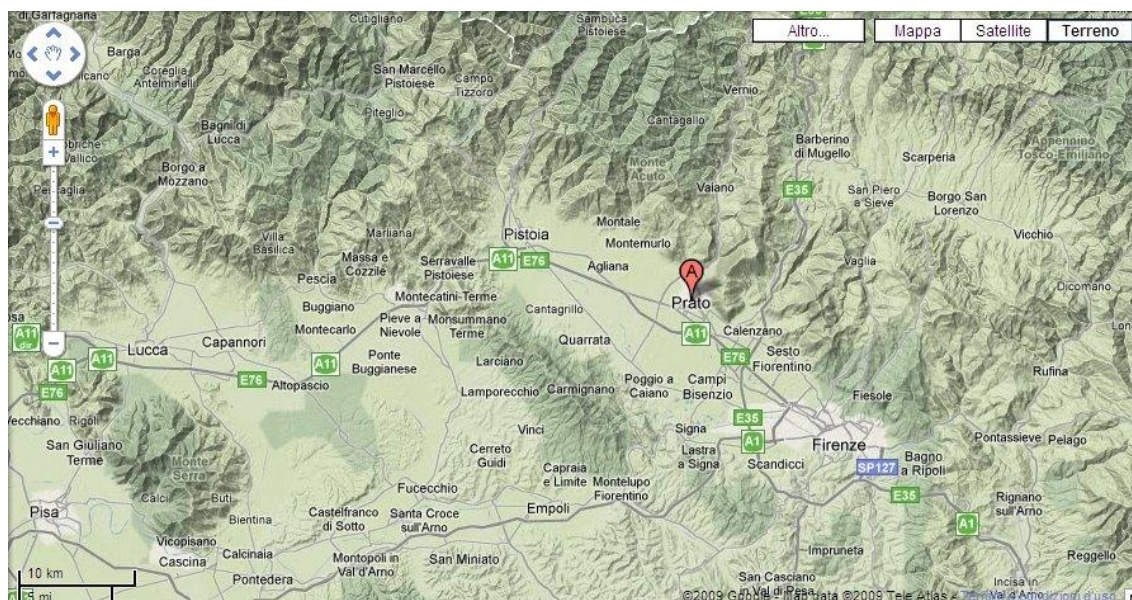


Figura 1 – localizzazione comune di Prato



Figura 2 – localizzazione scuola Puddu

² Dati DBMI04, il database delle osservazioni macrosismiche dei territori italiani utilizzate per la compilazione del catalogo parametrico CPTI04, Quaderni di Geofisica, INGV.



Figura 3 – localizzazione scuola Puddu

1.3. Documentazione storica

Il complesso scolastico è costituito da due strutture adiacenti: la prima, più vecchia, è in muratura ed è stata costruita presumibilmente negli anni settanta; la seconda, in cemento armato, è invece dei primi anni ottanta. Complessivamente la struttura occupa una superficie di circa 1200m² e si sviluppa su due piani fuori terra più un piano sottotetto abitabile della parte nuova. Al piano terra della parte vecchia si trovano gli spazi dedicati alla scuola materna mentre nella parte nuova si trovano alcune delle aule della scuola elementare e la mensa; il primo piano è completamente dedicato alla scuola elementare. Il sottotetto, infine, è utilizzato come magazzino. Di tali destinazioni d'uso si terrà conto nella quantificazione dei carichi di esercizio.

Della parte più vecchia dell'immobile è disponibile il certificato di collaudo, redatto dal Dott. Ing. Valerio Biagini, dell'intervento eseguito nel 2008, relativo alla sostituzione della vecchia copertura in latero-cemento delle due aule laterali che prospettano su Via Montalese con altra metallica, previo il completamento delle murature in laterizio dovuto al lieve rialzamento dell'imposta della falda (documento del 11.09.2008). La nuova copertura è sostenuta da longarine metalliche HEA120 disposte ad interasse inferiore a 1,00 m ed inserite nel cordolo in c.a. collocato a coronamento delle murature; il pacchetto di solaio è costituito da multistrato ventilato tipo "Coverclima" con elemento portante costituito da lamiera nervata in acciaio e completato da manto tipo "Coverib".

Della parte nuova dell'immobile è disponibile il certificato di collaudo eseguito da CAREP Soc. Cooperativa a.r.l. con sede a Prato (documento n.6141 del 03.12.1982) dal quale si riprendono le seguenti caratteristiche costruttive e statiche:

- le strutture portanti del fabbricato sono costituite da pilastri e travi c.c.a. semplice e da setti in muratura portante in blocchi di cemento ed argilla espansa tipo "LECA";
- le fondazioni sono costituite in parte da plinti in c.c.a. collegati da cordoli armati ed in parte da getto in calcestruzzo inerte con sovrastanti cordoli c.s.;
- i solai sono del tipo misto in laterizio e c.a. con travetto prefabbricato e getto integrativo di calcestruzzo cementizio per la formazione delle nervature e della soletta collaborante in opera.
- la copertura è costituita da lastre prefabbricate tipo "BAUSTA", con nervature e soletta collaborante gettate in opera.
- i muri perimetrali di tamponamento ed i tramezzi interni sono costituiti da muratura di blocchi in cemento ed argilla espansa tipo "LECA".

I materiali posti in opera sono i seguenti:

- calcestruzzo di cemento a lenta presa ed alta resistenza dosato con 350 kg/m^3 di inerte, pietrisco frantumato di cava e sabbia d'Arno;
- ferro ad alto limite elastico nelle travi e nei solai tipo FeB-44K.

Altra documentazione disponibile riguarda il certificato di collaudo, redatto dal Dott. Ing. Luigi Marcello Danesi (documento Prot. n.508 del 09.05.2006), della struttura metallica della scala esterna antincendio realizzata nel 2006. Tale struttura non è bloccata al fabbricato preesistente, essendo la scala del tutto indipendente e separata dal fabbricato scolastico con giunto tecnico di idonea ampiezza.

Sono inoltre disponibili i disegni architettonici dell'edificio (piano terra, piano primo e piano sottotetto) che si riportano nelle figure seguenti:

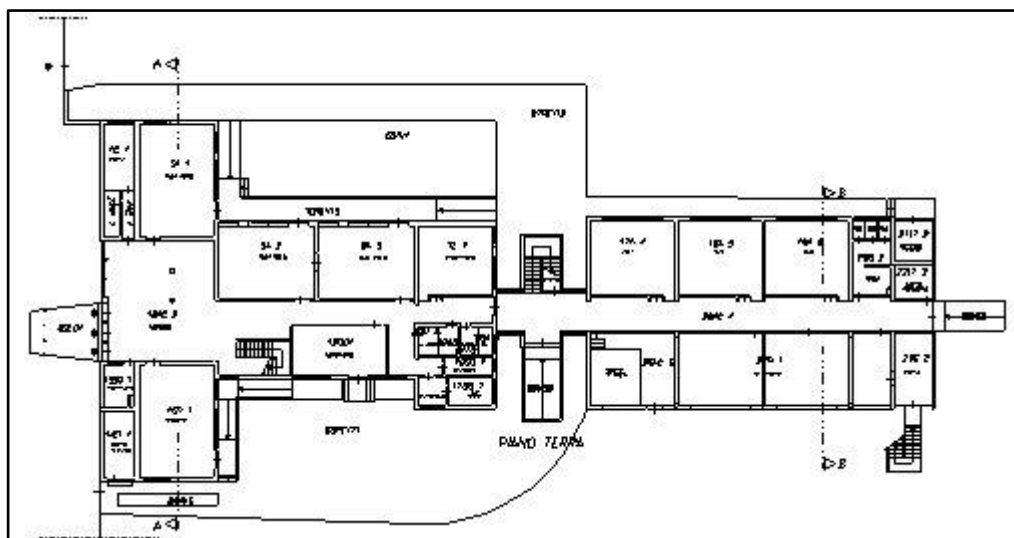


Figura 4 - pianta piano terra

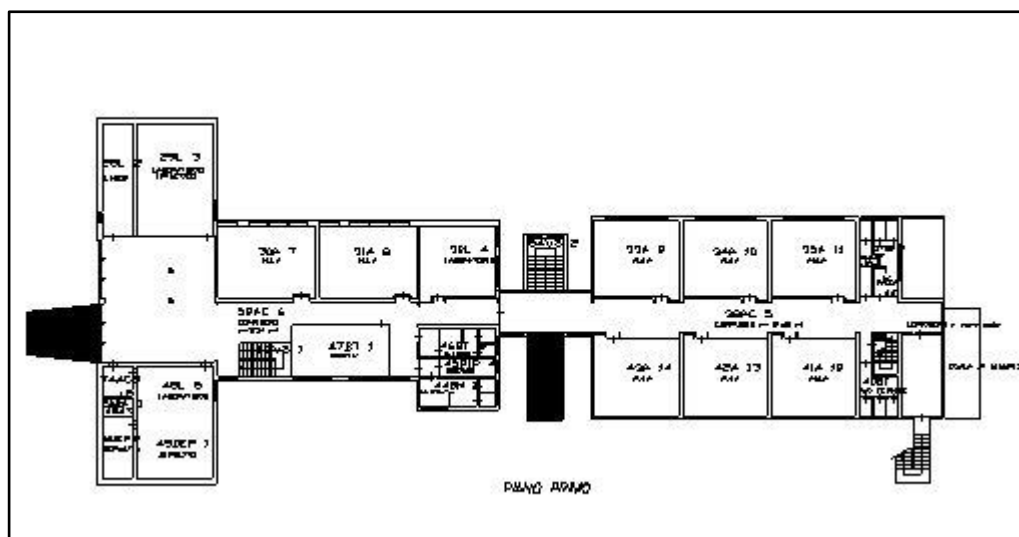


Figura 5 - pianta piano primo

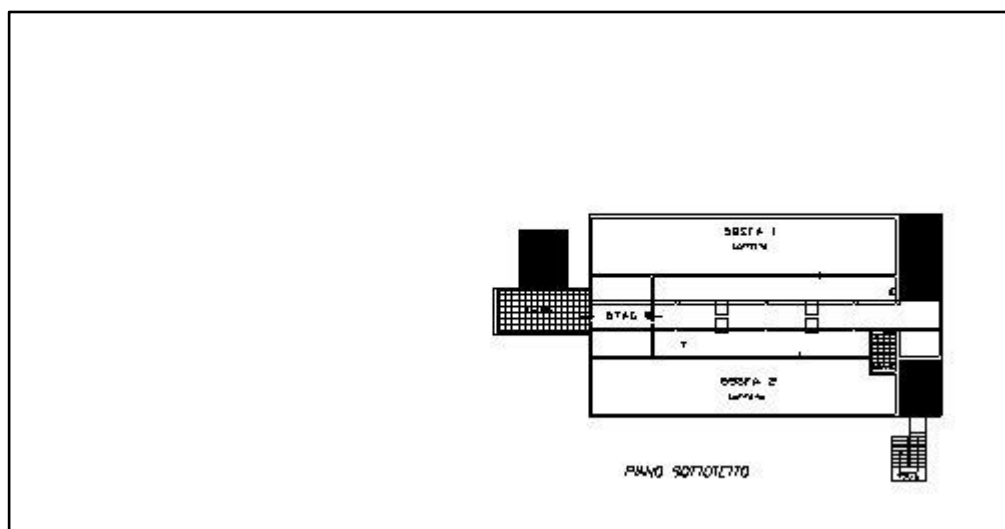


Figura 6 - pianta sottotetto

CAPITOLO 2

Indagini strumentali e prove di laboratorio

Il lavoro si è concentrato inizialmente nell'analizzare il tipo di struttura e la tipologia e la qualità dei materiali con cui è stato realizzato l'edificio. Per fare questo, in un primo sopralluogo fatto all'inizio del mese di Agosto, sono state effettuate in collaborazione con il laboratorio SIGMA s.r.l. una serie di indagini strumentali e di prelievo di carote di calcestruzzo da alcuni elementi strutturali (travi, pilastri) per essere sottoposte a prove di compressione in laboratorio. Successivamente, all'inizio del mese di Settembre durante l'esecuzione dei saggi estesi a tutti gli elementi caratterizzanti la struttura, per i quali si rimanda al capitolo successivo, in collaborazione con il Laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università degli Studi di Firenze, sono state svolte prove di caratterizzazione delle murature con i martinetti piatti.

Le indagini effettuate³ sono riassunte in **Tab. 2 - 1** e la loro posizione è indicata nelle piante alle pagine seguenti.

PIANO TERRA			PIANO PRIMO			PIANO SOTTOTETTO		
N.	Elemento	Prove	N.	Elemento	Prove	N.	Elemento	Prove
1	Pilastro	S + C	4	Pilastro	S + C	6	Pilastro	S + C
2	Trave	S + C	5	Trave	S + C	7	Trave	S + C
3	Pilastro	S + C	15	Pilastro	S	8	Trave	S + C
9	Pilastro	S + C				18	Trave	S
10	Pilastro	S				19	Pilastro	S
11	Trave	S				20	Trave	S
12	Pilastro	S						
13	Trave	S						
14	Trave	S						
16	Pilastro	S						
17	Pilastro	S						
MP1	Muratura	MP						
MP2	Muratura	MP						

Tab. 2 - 1 – Tabella riassuntiva delle prove effettuate

³ Nella tabella si è indicato con S la prova tipo Sonreb, con C la prova di carotaggio e con MP la prova con il martinetto piatto.

2.1. Indagini sclerometriche ed ultrasoniche

L'apparecchiatura impiegata per la prova Sonreb è costituita dallo sclerometro e dallo strumento ad ultrasuoni. I parametri misurati con queste indagini, e cioè l'indice di rimbalzo e la velocità di propagazione delle onde ultrasonore, possono essere messi in correlazione mediante metodi semiempirici ed algoritmi matematici, consentendo di integrare i risultati e di estrapolare diverse caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali esaminati. Il metodo viene applicato determinando, per ogni area di saggio, la velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici (mediata su tre misure) e l'indice di rimbalzo (mediata su nove misure). L'indagine risulta particolarmente utile laddove l'impiego esclusivo della prova sclerometria o di quella ultrasonica si rivela insufficiente. Ad esempio viene ridotta, rispetto all'indagine ultrasonica, l'influenza della granulometria degli inerti, del dosaggio e del tipo di cemento e degli eventuali additivi impiegati per il getto di calcestruzzo. Rispetto alle prove sclerometriche, viene, invece, rilevata la variazione di qualità tra stati superficiali e strati profondi del conglomerato. Il metodo Sonreb annulla l'incidenza che il contenuto di umidità ed il grado di maturazione del calcestruzzo possono avere sui risultati delle analisi, dal momento che l'umidità e la maturazione, a parità di resistenza a rottura, producono effetti opposti sulla velocità di propagazione degli ultrasuoni e sul valore dell'indice di rimbalzo. Nel caso specifico dei calcestruzzi, è possibile confrontare le resistenze Sonreb con quelle ottenute dalle prove di schiacciamento dei campioni al fine di mettere a punto la taratura di un sistema di correlazione tra prove dirette (eseguite su campioni) e prove indirette (eseguite sia in sito che su campioni). Ciò consente di estendere in sito i risultati ricavati in laboratorio.

Le applicazioni più ricorrenti di questo tipo di indagine sono:

- stima dei parametri di resistenza e di elasticità del calcestruzzo
- valutazione dei processi evolutivi di maturazione nei conglomerati cementizi
- indicazione del grado di omogeneità e di carbonatazione dei cls
- valutazione della presenza di umidità nei cls
- collaudi e controlli di qualità in sito o su campioni
- valutazione dei fenomeni di decadimento provocati da incendi, umidità, cicli di gelo e disgelo, invecchiamento, agenti chimici o altri processi dannosi.

I giorni 03 e 04 Agosto 2009 tecnici del laboratorio SIGMA s.r.l. hanno eseguito indagini tipo Sonreb (indagini sclerometriche ed ultrasoniche), sulle strutture in c.a. della scuola. In particolare sono state eseguite complessivamente n.20 indagini tipo Sonreb, sui pilastri e le travi del piano terra, del piano primo e del piano sottotetto.

Indagini ultrasoniche

Come riportato nel rapporto di prova n. 01500 del 01.09.2009, sono state eseguite n.3 misurazioni dei tempi di attraversamento degli ultrasuoni sullo spessore di ciascun elemento strutturale indagato, utilizzando un apparecchio TECNOTEST, mod. Pundit AT 271, secondo la norma UNI EN 12504-4.

Nella tabella riepilogativa (**Tab. 2 – 2a/b**) vengono riportati i valori rilevati dei tempi di attraversamento in μsec , nonché il valore medio della velocità di propagazione in m/sec.

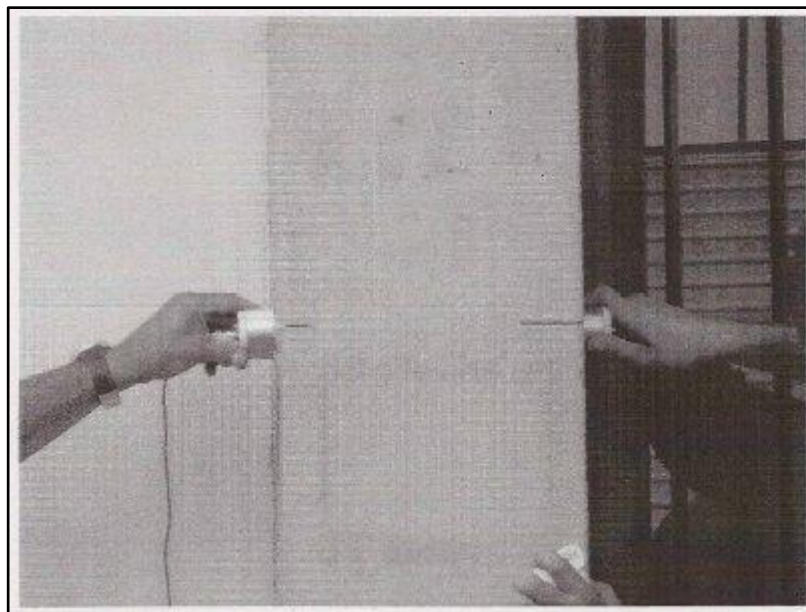


Figura 7 – Indagini ultrasoniche

Indagini sclerometriche

Sono state eseguite n.10 battute per ogni zona individuata sulla faccia dell'elemento strutturale, utilizzando uno sclerometro PROCEQ modello SCHMIDT n. serie 148079, secondo la norma UNI EN 12504-2.

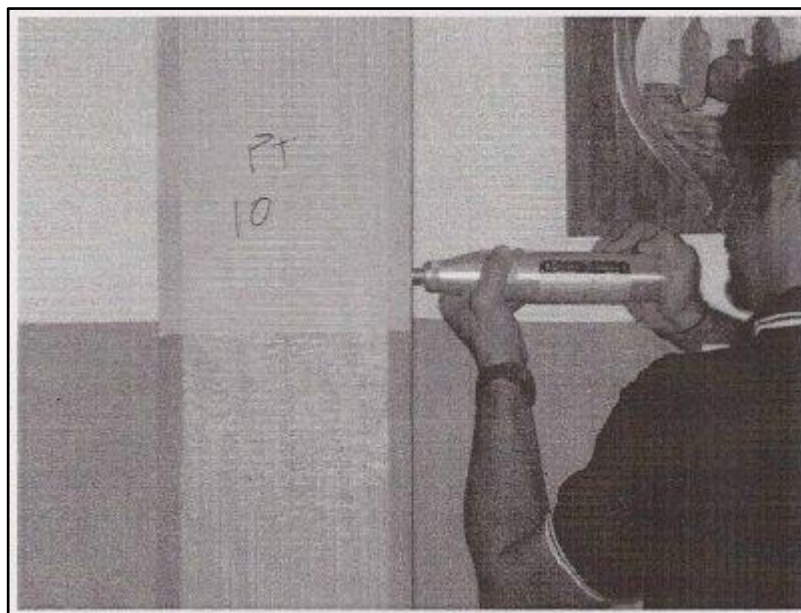


Figura 8 – Indagini sclerometriche

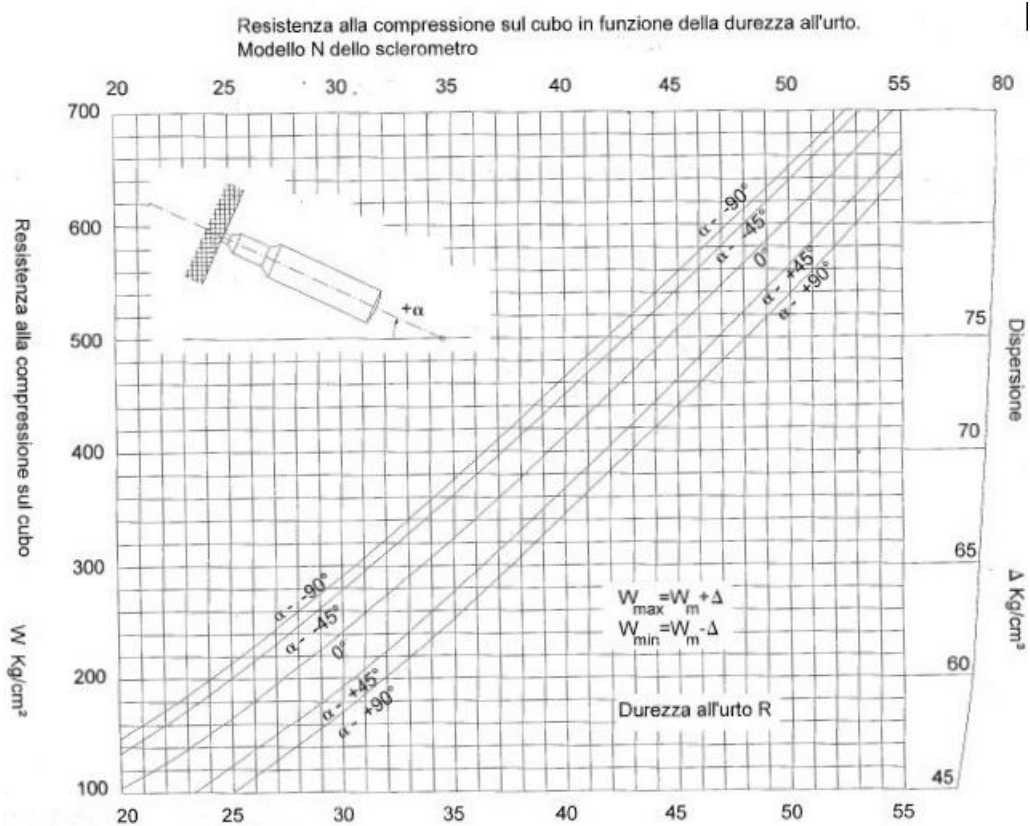
Di seguito si riportano i risultati delle indagini effettuate:

Punto indagine	Indagini sclerometriche											Indagini ultrasoniche					
	Valori battute sclerometriche $\alpha = 0$										media su 10 valori	distanza sonde cm	t tempi di attraversamento μs			t_{medio} μs	v_{media} m/s
S1 p.terra	40	46	47	48	46	44	44	43	45	46	44.9	25.6	67.4	70.1	69.8	69.7	3673.0
S2 p.terra	43	40	39	44	39	41	44	42	44	44	42.0	26.1	68.8	69.2	69.0	69.0	3783.0
S3 p.terra	38	40	38	40	42	36	36	36	38	38	38.2	30.2	87.4	87.2	87.4	87.3	3459.3
S9 p.terra	46	43	44	43	44	43	44	39	44	49	42.9	25.8	72.3	72.0	72.1	72.1	3578.4
S10 p.terra	48	48	46	45	46	47	43	45	46	44	45.8	26.2	68.2	67.9	68.0	68.0	3853.0
S11 p.terra	42	38	41	35	36	43	40	41	40	39	39.5	26.0	67.6	68.0	67.8	67.8	3834.4
S12 p.terra	44	48	49	49	44	44	41	43	42	50	45.4	25.6	69.2	69.9	69.4	69.5	3683.4
S13 p.terra	44	44	40	43	46	40	41	41	40	39	41.8	25.8	65.8	66.0	66.0	65.9	3915.0
S14 p.terra	39	38	39	42	39	37	41	40	42	42	39.9	26.0	67.0	66.9	66.8	66.9	3886.4
S16 p.terra	36	35	36	34	37	36	34	34	34	35	35.1	13.0	42.1	42.4	42.0	42.2	3095.2
S17 p.terra	29	29	26	27	26	26	28	28	27	27	24.7	12.2	57.2	57.4	57.2	57.3	2129.1

Tab. 2 – 2a – Risultati indagini sclerometriche ed ultrasoniche

Punto indagine	Indagini sclerometriche										Indagini ultrasoniche						
	Valori battute sclerometriche $\alpha = 0$										media su 10 valori	distanza sonde cm	t tempi di attraversamento μs		t_m μs	v_m m/s	
S4 p.primo	46	48	51	45	47	48	52	47	47	45	47.6	29.5	71.8	72.0	71.7	71.8	4108.6
S5 p.primo	46	44	44	45	44	48	45	48	50	43	45.7	25.0	59.7	59.9	60.0	59.9	4173.0
S15 p.primo	39	45	43	42	44	43	43	43	43	43	42.8	26.2	71.9	72.0	71.8	71.9	3643.9
S6 s.tetto	48	46	49	44	46	48	46	46	47	50	47.0	25.8	67.1	67.2	67.3	67.2	3839.3
S7 s.tetto	42	43	48	43	42	43	42	42	44	43	43.2	30.5	77.2	77.4	77.0	77.2	3950.8
S8 s.tetto	44	43	44	46	46	46	49	50	49	46	46.32	25.8	73.2	73.0	72.9	73.0	3534.2
S18 s.tetto	46	49	48	46	45	42	43	46	48	46	45.9	30.4	74.8	75.0	74.7	74.8	4064.2
S19 s.tetto	47	43	50	45	46	47	43	50	46	48	46.5	29.0	73.5	73.6	73.8	73.6	3940.2
S20 s.tetto	44	46	43	44	43	46	48	50	44	48	45.6	30.5	73.9	74.0	73.7	73.9	4127.2

Tab. 2 – 2b – Risultati indagini sclerometriche ed ultrasoniche



Tab. 2 – 3 – Allegato al rapporto di prova n.01500 del 01.09.2009

2.2. Prove su carote di calcestruzzo

Negli stessi giorni delle indagini tipo Sonreb, i tecnici del Laboratorio SIGMA s.r.l. hanno prelevato dalle strutture della scuola, mediante carotatrice elettrica, n. 9 carote di calcestruzzo per essere sottoposte a prove di compressione. Questa metodologia di analisi è considerata di tipo semidistruttivo. Il metodo, adottato nell'Ingegneria Civile per indagini in situ sul calcestruzzo, ha come fine l'accertamento delle proprietà meccaniche del calcestruzzo, il controllo di qualità e uniformità del materiale impiegato nella costruzione, l'indagine su strutture di cui non si dispone della documentazione di progetto. La metodologia è codificata da norma UNI EN 12504-1 e UNI 9944. Il prelievo consiste nell'estrazione di saggi dalle strutture in opera, aventi forma cilindrica. L'operazione è eseguita mediante un'apposita macchina, munita di un utensile che consente di perforare a umido il calcestruzzo e trattenere il materiale tagliato. La normativa prevede che il criterio generale di tali prelevamenti sia quello di ridurre al minimo il danneggiamento ed il disturbo sul campione. A tale scopo sancisce quale diametro minimo deve avere il campione, in relazione alle dimensioni degli aggregati costituenti il calcestruzzo. Inoltre specifica che deve essere menzionato nel verbale di prelievo la direzione di estrazione rispetto a quella di getto. L'operazione di prelievo dovranno essere effettuate in modo da non arrecare danno alla stabilità della struttura. Dai campioni estratti sono ricavati, successivamente, i relativi provini per l'effettuazione delle diverse tipologie di prove. I provini sono ottenuti mediante tagli ortogonali alla lunghezza della carota. A tale lavorazione si provvede con macchine per il taglio di materiali litoidi. Successivamente si procede con la rettifica delle facce mediante mola diamantata al fine di rispettare i parametri di tolleranza sulle dimensioni (diametro e altezza) e sulla geometria della carota (planarità e perpendicolarità) imposti dalla normativa. I provini così ricavati possono essere sottoposti a diverse tipologie di prove da cui possono ricavarsi le informazioni necessarie sul materiale (resistenza alla compressione, valore del modulo elastico, massa volumetrica).

Il diametro delle carote estratte, così come riportato nel certificato di prova n.5357 del 01.09.2009, è di 104,0 mm: ne risulta una sezione resistente pari a 8495 mm². Da ogni carota è stato ricavato un provino di dimensioni $H = 2\Phi$. Le teste dei provini sono state cappate con malta bicomponente. Nella **Tab. 2 – 4** si riportano i risultati delle prove effettuate (profondità di carbonatazione e resistenza a compressione).

Sigla carota n.	Identificazione struttura di prelievo	Dimensioni provino ϕ H mm		H/ ϕ	Profondità carbonatazione				Massa Volumica kg/m ³	Carico unitario Rottura N/mm ²
					cm		cm			
					ingresso		uscita			
min	max	min	max							
C1 (passante)	Pilastro P.T.	104.0	209.0	2.0	0.5	0.5	0	0.5	2172	30.6
C2 (passante)	Trave P.T.	104.0	208.0	2.0	4.0	5.0	4.0	5.0	2254	28.8
C3 (non passante)	Pilastro P.T.	104.0	208.0	2.0	5.0	7.0	-	-	2043	14.3
C9 (passante)	Pilastro P.T.	104.0	208.0	2.0	0	1.0	1.0	2.5	2163	25.1
C4 (passante)	Trave P.1°	104.0	208.0	2.0	1.0	2.0	0	1.0	2299	26.1
C5 (passante)	Trave P.1°	104.0	209.0	2.0	0.5	3.0	0.5	2.0	2333	46.3
C6 (passante)	Pilastro Sottotetto	104.0	208.0	2.0	0.2	0.2	0.2	0.2	2195	23.0
C7 (passante)	Trave Sottotetto	104.0	208.0	2.0	0.5	3.0	1.0	3.0	2260	32.6
C8 (passante)	Trave Sottotetto	104.0	208.0	2.0	0	0.5	0	0.2	2142	17.7

Tab. 2 - 4 - Allegato al rapporto di prova n.01500 del 01.09.2009

Dai risultati riportati, escludendo la carota C3 prelevata nella parte vecchia dell'edificio, si ricava una massa volumetrica media di 2227 kg/m³ e un carico unitario di rottura medio $f_m = 28,8 \text{ N/mm}^2$. Nel caso in esame, essendo l'edificio esistente, per i calcoli di verifica degli elementi in c.a. relativi al blocco nuovo si farà pertanto riferimento a tale valore della resistenza a compressione del cls.

Per i calcoli di verifica degli elementi in c.a. relativi al blocco vecchio si farà invece riferimento al valore della resistenza a compressione del cls dell'unico provino disponibile pari a $f_m = 14,3 \text{ N/mm}^2$.

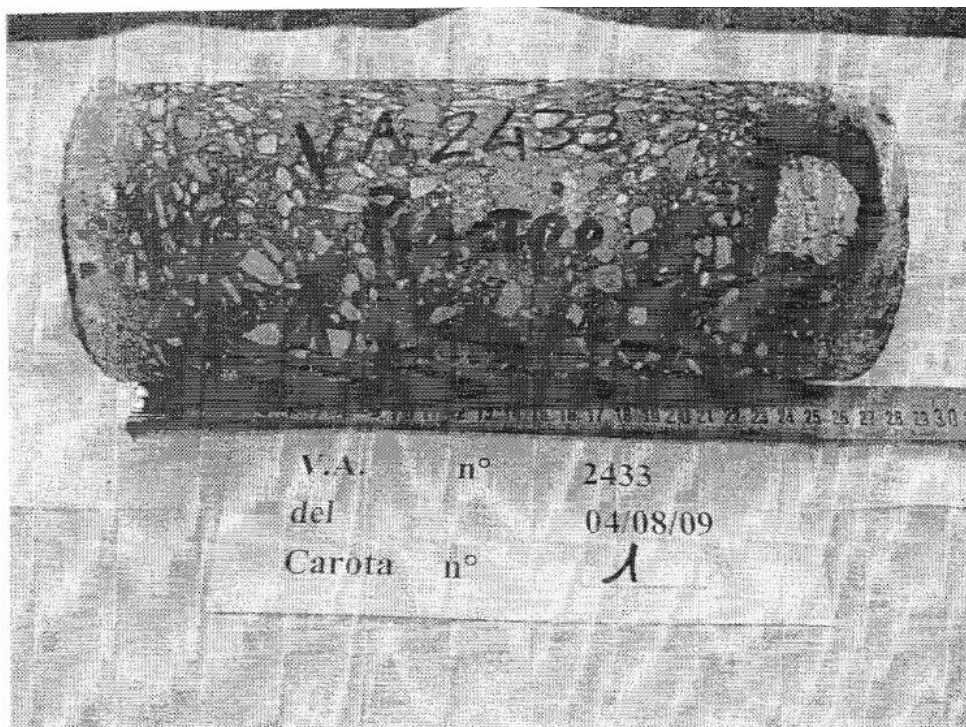


Figura 9 – carota n.1



Figura 10 – carota n.2

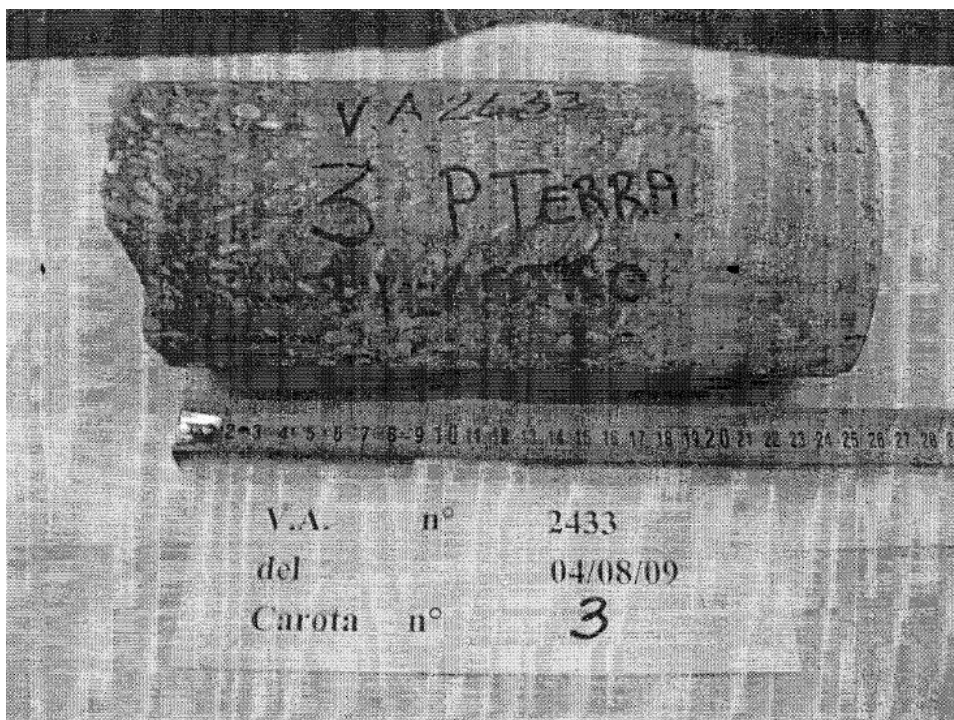


Figura 11 - carota n.3

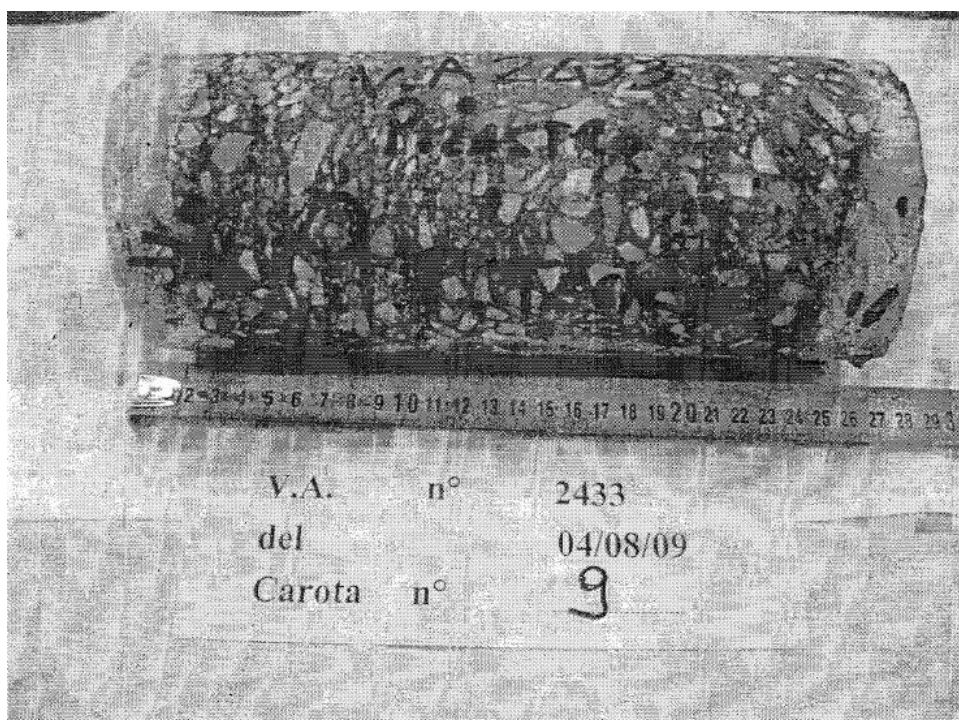


Figura 12 - carota n.9

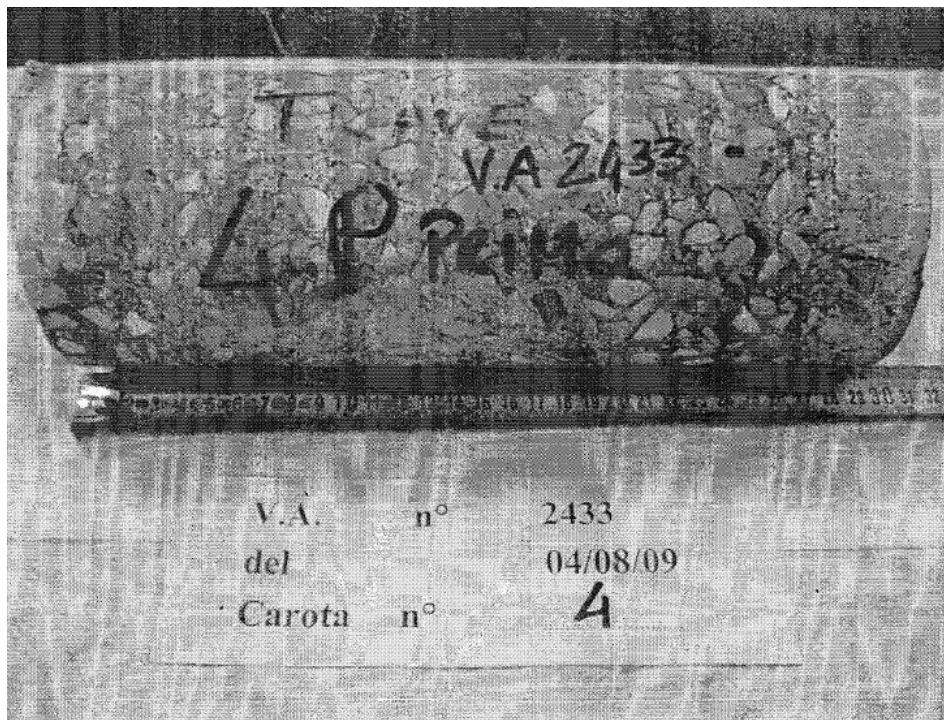


Figura 13 - carota n.4



Figura 14 - carota n.5

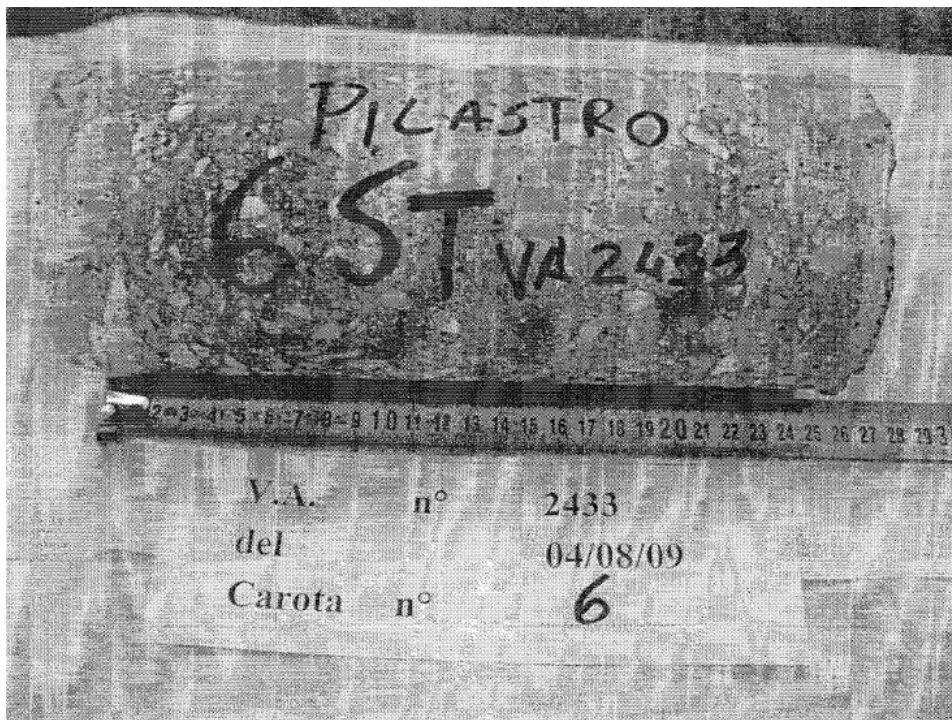


Figura 15 - carota n.6

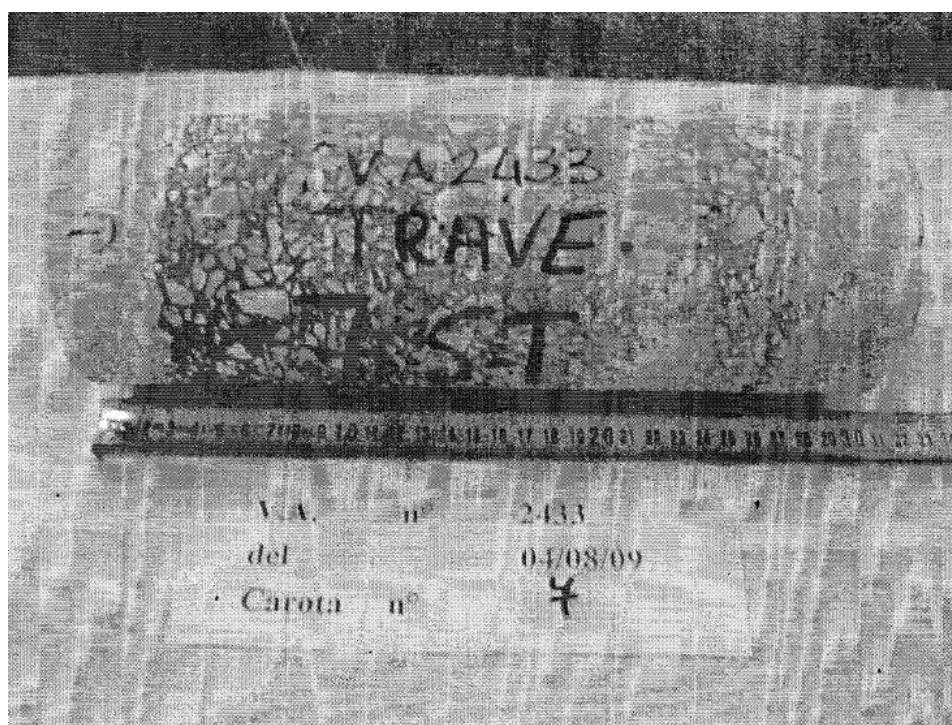


Figura 16 - carota n.7

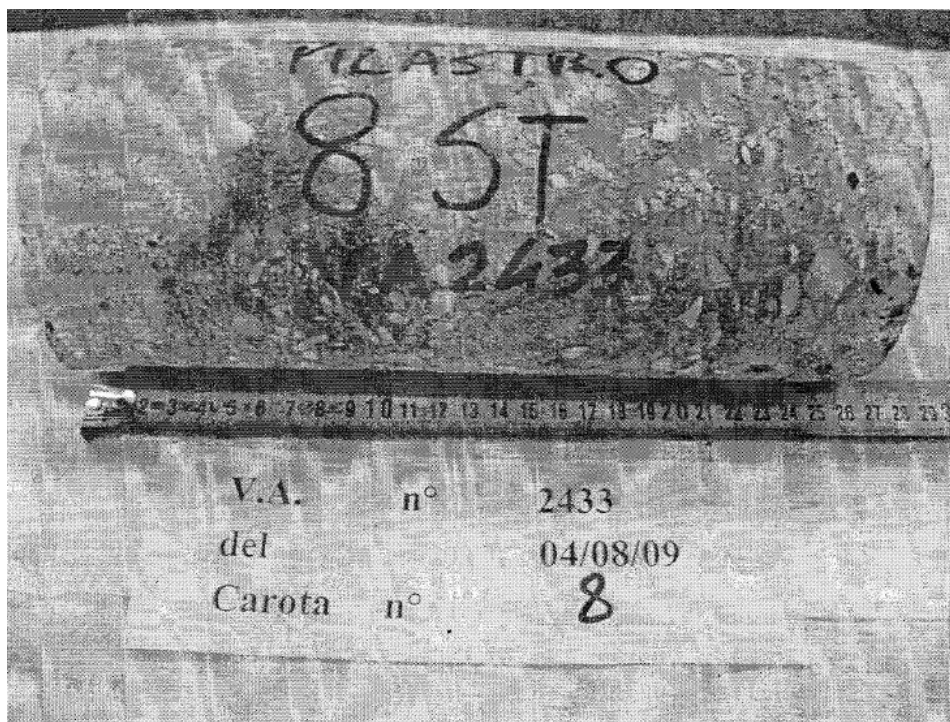


Figura 17 - carota n.8

2.3. Prove con il martinetto piatto

Per identificare le proprietà meccaniche delle murature presenti nella struttura si è utilizzato le prove con il martinetto piatto, svolte nella prima settimana di Settembre in collaborazione con il Laboratorio Prove e Strutture del Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università degli Studi di Firenze. Questa prova, applicata in generale a murature, rientra nella tipologia di prove non distruttive ed è stata sviluppata per fornire informazioni attendibili riguardanti i parametri di misura delle tensioni, determinazione delle caratteristiche di deformazioni e stima della resistenza in compressione.

Modalità di prova con martinetto piatto per determinare lo stato di sollecitazione:

La tecnica di prova si basa sulla variazione dello stato tensionale in un punto della struttura provocata da un taglio di limitate dimensioni, eseguito in direzione normale alla muratura in corrispondenza di un ricorso di malta. Il rilascio delle tensioni provoca una parziale chiusura del taglio che viene rilevata tramite misure di convergenza tra coppie di punti posti in posizione simmetrica rispetto al taglio. Viene quindi inserito all'interno del taglio un martinetto piatto rettangolare con dimensioni 400x200x6 mm

realizzato mediante sottili lamiere di acciaio saldate, la cui pressione interna viene gradualmente aumentata fino ad annullare la deformazione misurata in fase di esecuzione del taglio. In queste condizioni il valore della pressione dell'olio all'interno del martinetto è uguale alla sollecitazione preesistente all'interno della muratura; tramite opportune costanti si tiene conto della rigidezza propria del martinetto, delle aree del taglio e del martinetto e quindi delle superfici reali di contatto martinetto-taglio. Le misure di convergenza vengono effettuate mediante deformato metro meccanico removibile su una serie di basi di misura, aventi lunghezza pari a 200 mm, realizzate mediante incollaggio alla muratura di apposite piastrine di acciaio invar. Il ripristino dell'apertura del taglio viene eseguito tramite le misure di spostamento della base centrale.

Il valore di tensione σ_r nel punto di prova è dato dalla seguente relazione:

$$\sigma_r = K_m \cdot K_a \cdot p$$

dove:

- K_m è la costante che tiene conto delle caratteristiche geometriche e meccaniche del martinetto
- K_a è il rapporto tra l'area del martinetto e l'area del taglio
- p è la pressione occorrente per ripristinare le originarie condizioni della muratura espressa in bar

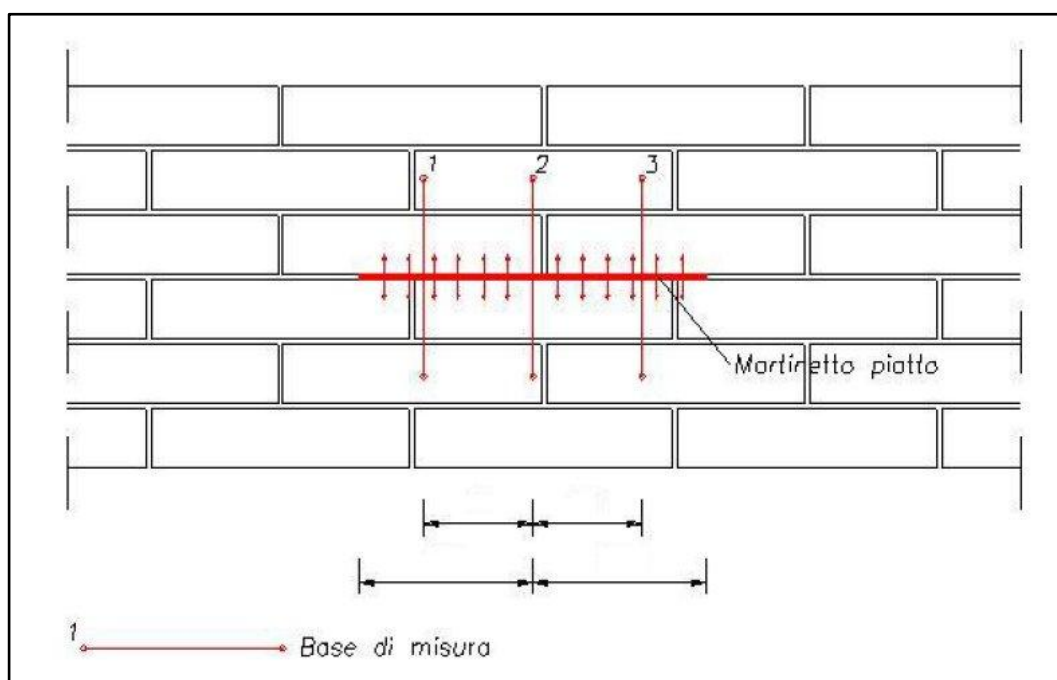


Figura 18 – Schema della prova con martinetto

Modalità di prova con martinetti piatti per determinare le caratteristiche di deformabilità:

In questa fase viene eseguito un taglio parallelo al primo, nel quale viene inserito un secondo martinetto piatto rettangolare con dimensioni 400x200x6 mm in modo da delimitare un campione di muratura di dimensioni 400x200x600 mm (la distanza fra i due tagli viene determinata in funzione delle dimensioni dei blocchi costituenti la muratura). La procedura di prova è analoga alla precedente; la messa in pressione dei due martinetti è realizzata mediante un unico circuito in modo da avere un decorso dell'entità dei carichi assolutamente identico. I due martinetti paralleli applicano uno stato di sollecitazione monoassiale al campione, riproducendo condizioni sperimentali simili a quelle della prova monoassiale convenzionale. Per le misure di deformabilità assiale vengono utilizzati tre estensimetri verticali ed uno orizzontale.

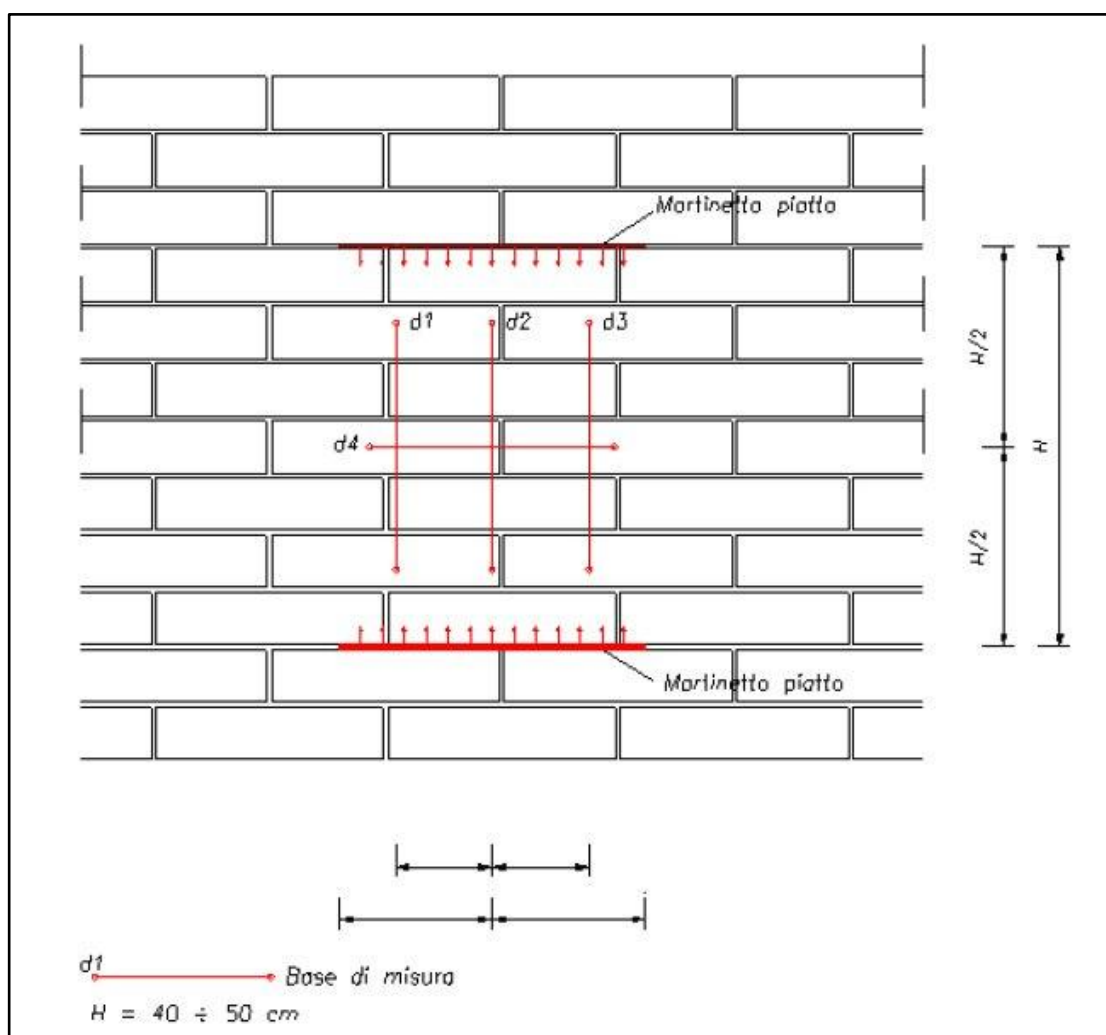


Figura 19 - Schema della prova con martinetto doppio

Apparecchiature utilizzate per le prove:

Per l'esecuzione delle prove sono state utilizzate le seguenti apparecchiature:

- martinetti piatti rettangolari con dimensioni 400x200x6 mm, area 80000 mm² e coefficiente K_m pari a 0.743;
- pompa a pistone ad azionamento manuale con due manometri da 25 e 100 bar classe 0.5;
- utensili elettrici per la realizzazione di un taglio nella muratura in corrispondenza dei giunti di malta orizzontali;
- deformometro meccanico base di misura 200 mm con risoluzione 1 μ m;
- trasduttori di pressione da 50 bar classe 0.5;
- trasduttori di spostamento da 10 mm in classe 0.5.



Figura 20 – martinetto piatto rettangolare



Figura 21 – Deformometro meccanico



Figura 22 – Pompa manuale per martinetti piatti

Prove eseguite:

- PROVA M2: prova con martinetto singolo su muratura di mattoni pieni murati con il lato maggiore nella direzione dello spessore che risulta pari a 25 cm e ricorsi di malta spessore $18 \div 25$ mm, il taglio è stato eseguito nel ricorso di malta a quota +50 cm dal pavimento;
- PROVA M2D: prova con martinetto doppio eseguita in corrispondenza della prova M2 inserendo il secondo martinetto sopra il primo ad una distanza di 55 cm (sette ricorsi di muratura).

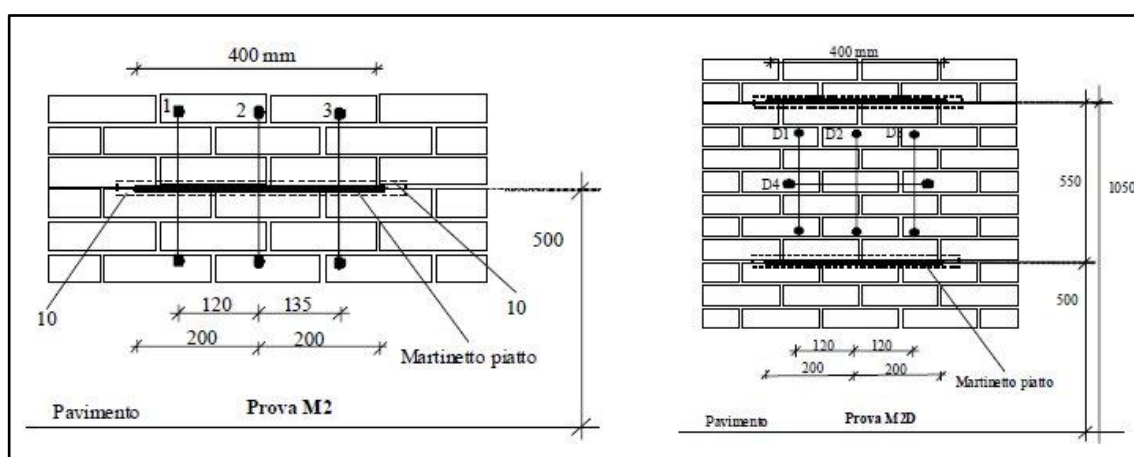


Figura 23 – Schemi delle prove M2 e M2D (misure in mm)

- PROVA M3: prova con martinetto singolo su muratura in blocchi prefabbricati con dimensioni $50 \times 25 \times 25$ e ricorsi di malta spessore $8 \div 12$ mm, il taglio è stato eseguito nel ricorso di malta a quota +65 cm dal pavimento;
- PROVA M3D: prova con martinetto doppio eseguita in corrispondenza della prova M3 inserendo il secondo martinetto sopra il primo ad una distanza di 50.5 cm (due ricorsi di muratura).

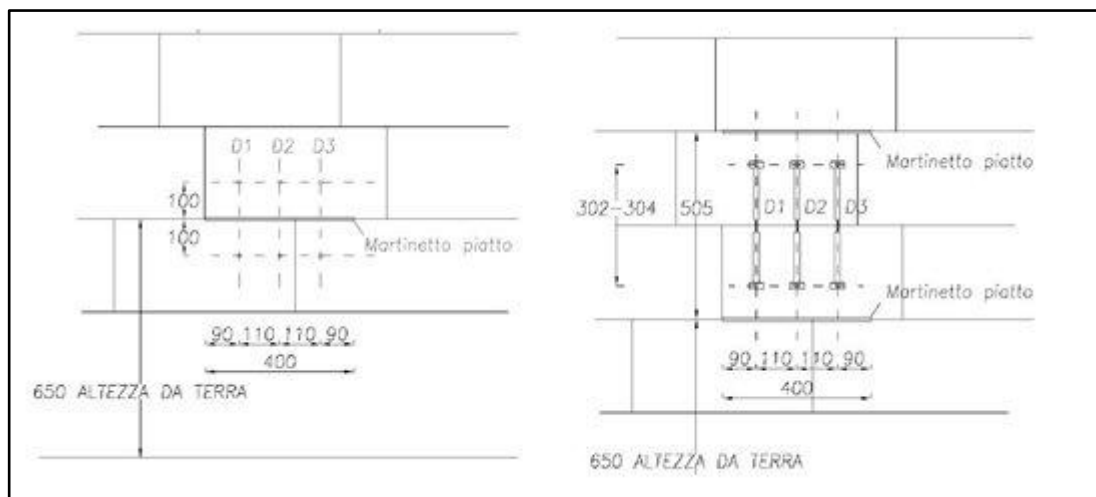


Figura 24 – Schema delle prove M3 e M3D (misure in mm)

Risultati delle prove con martinetti piatti:

I risultati delle prove sono riportati nelle successive tabelle e nei relativi grafici.

Nelle didascalie si sono indicate le seguenti grandezze:

- ΔL : la variazione di lunghezza della base di misura iniziale espressa in μm
- *Deformazioni*: variazione di lunghezza della base riferita alla lunghezza iniziale ($\Delta L/L$) espressa in $\mu\text{m}/\text{m}$ (D1, D2, D3, D4 e Dm che rappresenta la media di D1, D2 e D3) si assumono positive se conseguenti ad allungamento
- *Pressione*: pressione al martinetto espressa in bar
- *Tensione*: valore ottenuto dalla relazione $\sigma_r = K_m \cdot K_a \cdot p$

Il modulo elastico secante a compressione E_{ws} è definito come il modulo secante all'origine calcolato per un determinato valore della tensione di compressione:

$$E_{ws} = \frac{\sigma_{ci}}{\varepsilon_{ci}}$$

in cui:

- σ_{ci} è la tensione di calcolo;
- ε_{ci} è la corrispondente deformazione media verticale (è definita come la deformazione media misurata dalle tre basi D1, D2 e D3).

MP2-interno



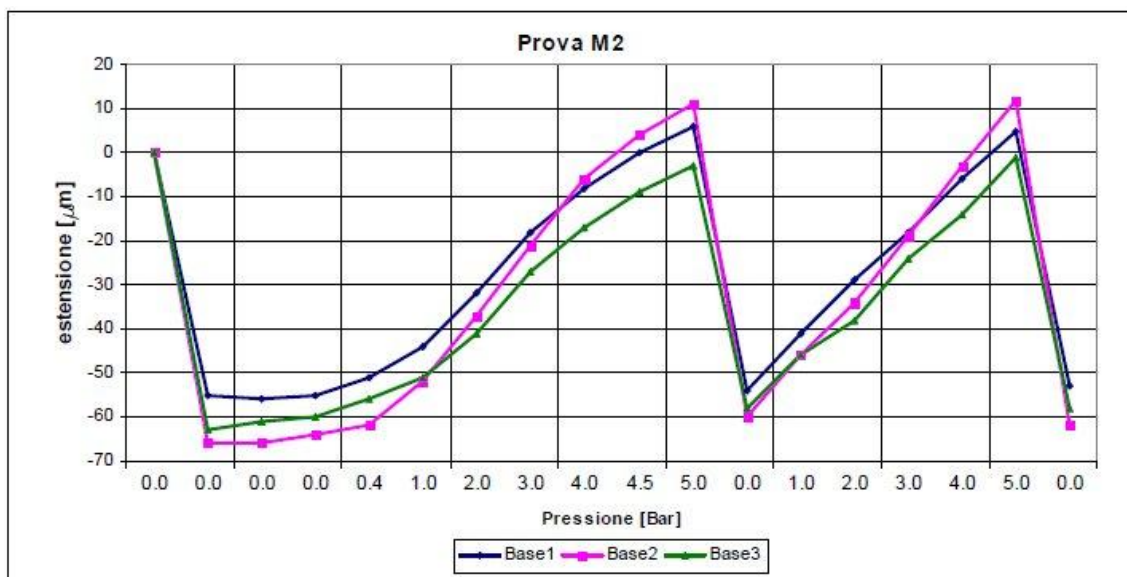
Figura 25 – Prova M2



Figura 26 – Prova M2 (dettaglio martinetto)

PROVA M2- Determinazione dello stato di sollecitazione della muratura
 Prova con martinetto singolo, muratura di mattoni pieni
 Data di prova: 09/09/2009
 $K_m=0.743$ $K_a=0.91$

Tempo [h.mm]	Pressione martinetto [bar]	tensione [MPa]	ΔL			note
			base 1 [μm]	base 2 [μm]	base 3 [μm]	
15.50	0.0	0.00	0	0	0	Prima del taglio
16.30	0.0	0.00	-55	-66	-63	dopo il taglio
16.45	0.0	0.00	-56	-66	-61	
16.55	0.0	0.00	-55	-64	-60	Inserimento martinetto
17.00	0.4	0.03	-51	-62	-56	inizio carico
17.05	1.0	0.07	-44	-52	-51	
17.08	2.0	0.14	-32	-37	-41	
17.14	3.0	0.20	-18	-21	-27	
17.18	4.0	0.27	-8	-6	-17	
17.23	4.5	0.30	0	4	-9	
17.25	5.0	0.34	6	11	-3	
17.35	0.0	0.00	-54	-60	-58	scarico
17.40	1.0	0.07	-41	-46	-46	Inizio secondo ciclo
17.44	2.0	0.14	-29	-34	-38	
17.48	3.0	0.20	-18	-19	-24	
17.50	4.0	0.27	-6	-3	-14	
17.55	5.0	0.34	5	12	-1	
18.00	0.0	0.00	-53	-62	-58	scarico



Tab. 2 – 5 – Prova M2, grafico pressione- ΔL , fasi in sequenza temporale

I dati ricavati con le prove con il martinetto piatto singolo permettono di stimare il carico agente sulla muratura oggetto della prova.

	p [bar]	σ_r [MPa]	$\Delta D1$ [μm]	$\Delta D2$ [μm]	$\Delta D3$ [μm]
Primo ciclo	5.0	0.34	6	11	-3
Secondo ciclo	5.0	0.34	5	12	-1

Tab. 2 – 6 – Prova M2 - valori massimi

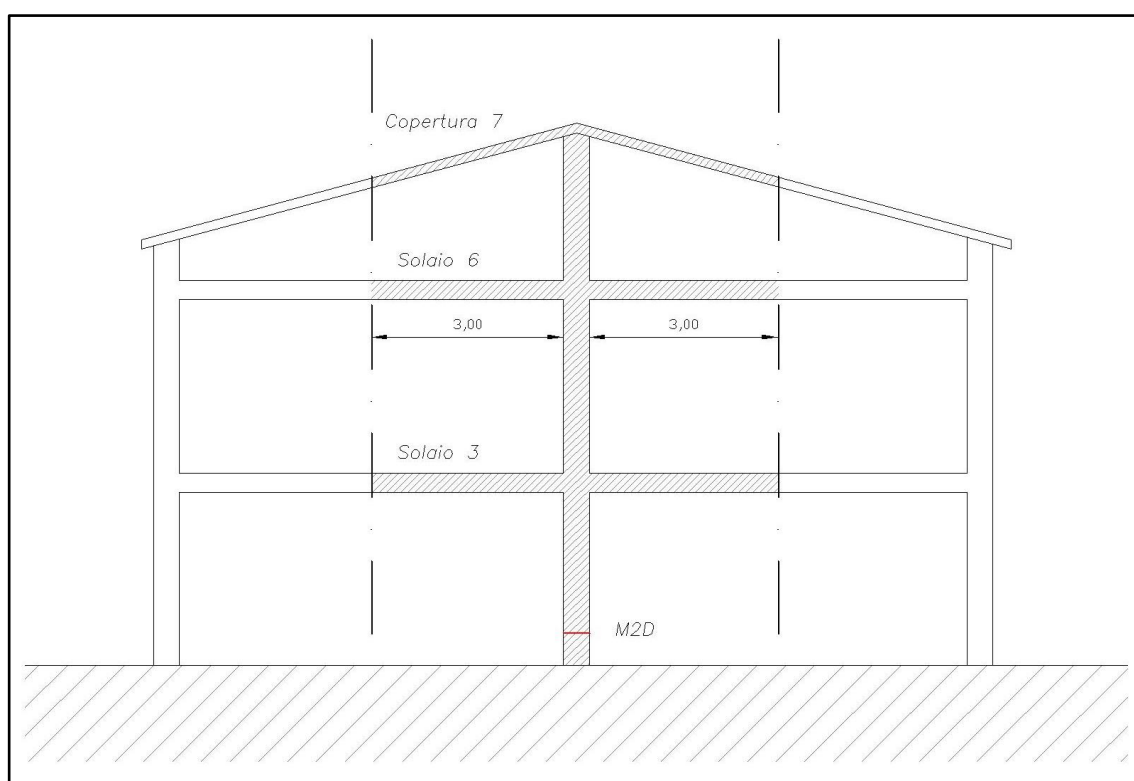


Figura 27 - Schema di carico M2

Eseguendo l'analisi dei carichi secondo lo schema rappresentato in Fig. 41 è stato confermato lo stato di sollecitazione attuale della muratura; dal calcolo analitico è stato trovato un carico di 85 kN sulla striscia di 1 m di parete che corrisponde ad una tensione di 0.34 MPa, praticamente lo stesso risultato della prova M2.

Ciò rassicura sulla corretta valutazione degli elementi presenti e quindi dei pesi propri considerati.

Prova M2D - Determinazione delle caratteristiche di deformabilità della muratura
Data di prova: 10/09/2009

Altezza del provino = 550 mm

$K_m = 0.743$

$K_a = 0.90$

Base estensimetro D1 = 307 mm

Base estensimetro D2 = 305 mm

Base estensimetro D3 = 305 mm

Base estensimetro D4 = 450 mm

Prova effettuata fino a raggiungere una pressione al martinetto di 15.18 bar, tenuta stabile per 180 s con successivo scarico, trascorsi cinque minuti la prova è stata ripetuta.



Figura 28 - Prova M2D

t [s]	p [bar]	tensione σ_r [MPa]	D1 [$\mu\text{m}/\text{m}$]	D2 [$\mu\text{m}/\text{m}$]	D3 [$\mu\text{m}/\text{m}$]	D4 [$\mu\text{m}/\text{m}$]
0	0.00	0.00	0	0	0	0
60	0.00	0.00	-3	0	-1	0
120	0.00	0.00	-7	0	-3	1
180	0.00	0.00	-7	0	-5	1
240	0.04	0.00	-7	0	-6	1
300	0.04	0.00	-6	0	-8	0
360	0.07	0.00	-6	0	-7	0
420	0.15	0.01	-10	-4	-6	0
480	0.22	0.01	-8	-4	-4	0
540	0.33	0.02	-11	-8	0	0
600	0.44	0.03	-13	-8	-3	0
660	0.55	0.04	-15	-11	-4	0
720	0.70	0.05	-18	-15	-8	0
780	0.88	0.06	-20	-19	-13	0
840	1.10	0.07	-25	-26	-20	0
900	1.47	0.10	-28	-34	-27	0
960	1.73	0.12	-38	-42	-36	0
1020	2.13	0.14	-40	-53	-44	0
1080	2.65	0.18	-63	-68	-59	0
1140	3.31	0.22	-70	-87	-78	0
1200	4.12	0.28	-93	-113	-101	1
1260	5.04	0.34	-129	-140	-121	4
1320	6.51	0.44	-161	-170	-149	4
1380	7.54	0.50	-189	-204	-180	4
1440	8.93	0.60	-224	-246	-218	8
1500	10.44	0.70	-268	-295	-261	10
1560	12.20	0.82	-330	-352	-314	15
1590	13.05	0.87	-356	-382	-339	16
1620	14.01	0.94	-392	-412	-369	19
1650	14.93	1.00	-438	-446	-401	21
1680	15.07	1.01	-451	-458	-411	23
1710	15.18	1.02	-454	-462	-414	23
1740	15.04	1.01	-455	-462	-414	23
1770	15.00	1.00	-455	-462	-414	23
1800	15.11	1.01	-454	-462	-415	23
1830	15.07	1.01	-456	-462	-415	23
1860	15.00	1.00	-457	-462	-414	23
1890	13.49	0.90	-428	-431	-386	22
1920	12.43	0.83	-406	-405	-364	21
1950	10.84	0.72	-371	-367	-331	20
1980	7.68	0.51	-291	-280	-259	15
2010	3.57	0.24	-159	-148	-147	7
2070	0.62	0.04	-35	-38	-40	4
2100	0.44	0.03	-28	-30	-32	3
2160	0.33	0.02	-23	-26	-25	3
2220	0.29	0.02	-21	-23	-24	3
2280	0.33	0.02	-21	-23	-21	3

Tab. 2 – 7 – Prova M2D, primo ciclo di carico

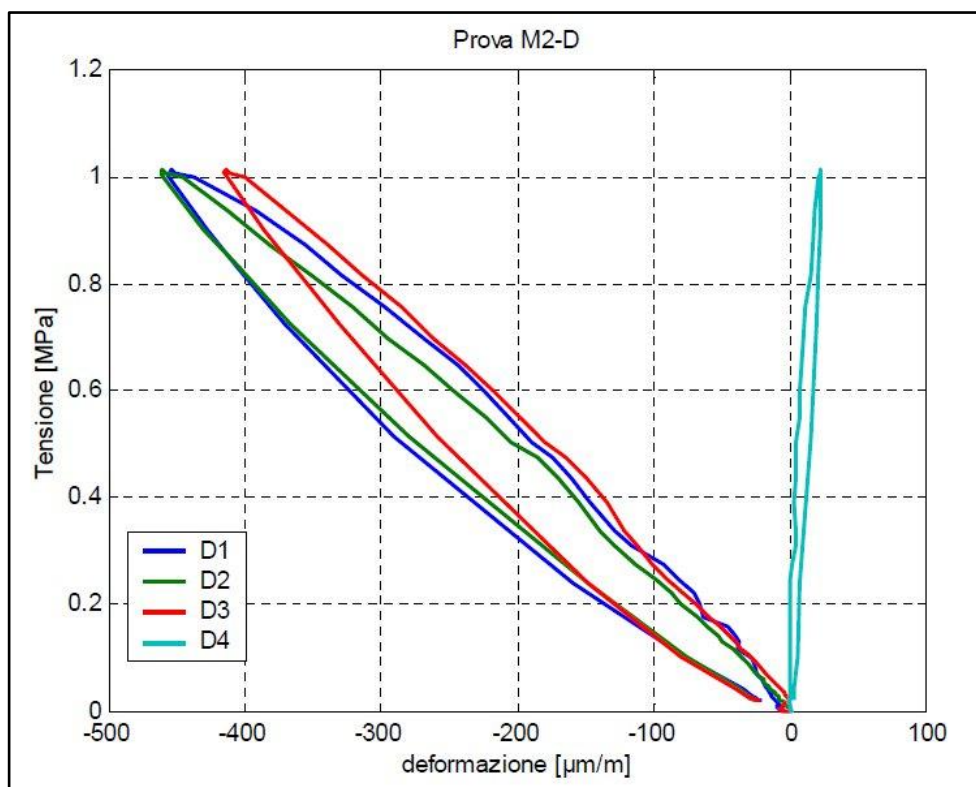


Figura 29 - Prova M2D, primo ciclo di carico, curve tensione-deformazione (D1÷D4)

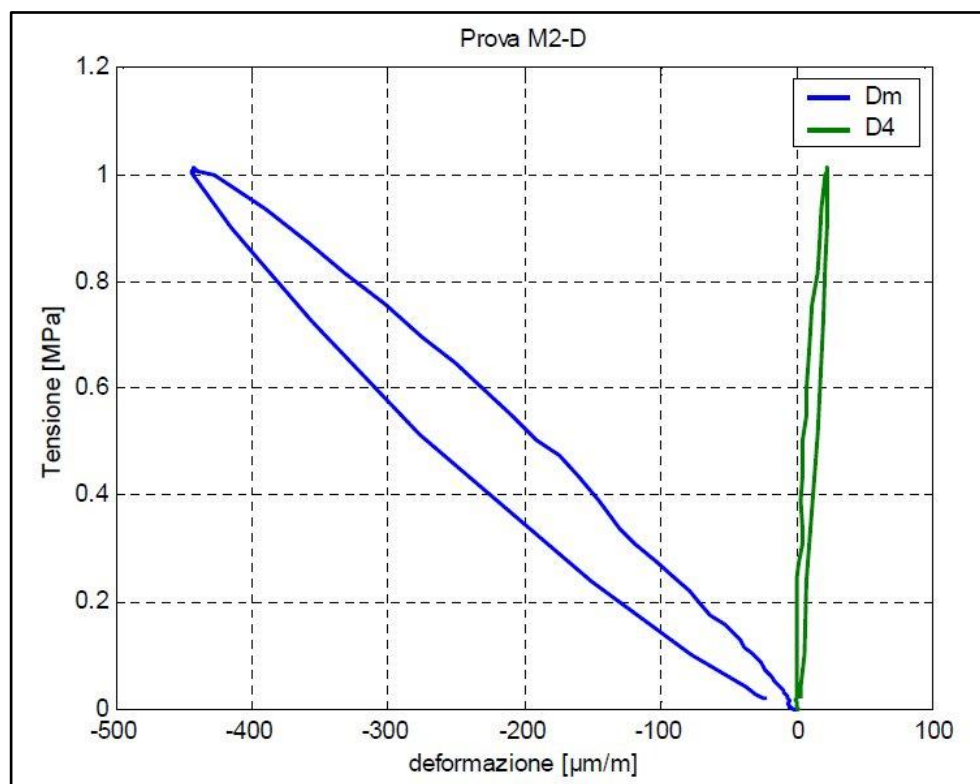


Figura 30 - Prova M2D, primo ciclo di carico, curve tensione-deformazione (Dm e D4)
(Dm=media D1, D2, D3)

t [s]	p [bar]	tensione σ_r [MPa]	D1 [$\mu\text{m}/\text{m}$]	D2 [$\mu\text{m}/\text{m}$]	D3 [$\mu\text{m}/\text{m}$]	D4 [$\mu\text{m}/\text{m}$]
0	0.00	0.00	0	0	0	0
30	0.03	0.00	-2	0	-1	0
60	0.06	0.00	-3	0	-2	0
90	0.10	0.01	-4	-3	-3	0
120	0.16	0.01	-6	-4	-4	0
150	0.22	0.01	-8	-6	-6	0
180	0.29	0.02	-10	-8	-9	0
210	0.40	0.03	-13	-11	-12	0
240	0.50	0.03	-17	-14	-15	0
270	0.60	0.04	-20	-17	-19	0
300	0.71	0.05	-24	-21	-22	0
330	0.85	0.06	-29	-25	-27	0
360	1.03	0.07	-36	-31	-32	0
390	1.23	0.08	-43	-38	-39	0
420	1.47	0.10	-53	-46	-47	0
450	1.77	0.12	-65	-56	-57	0
480	2.14	0.14	-79	-68	-69	0
510	2.64	0.18	-98	-85	-85	0
540	3.28	0.22	-122	-106	-105	0
570	4.01	0.27	-149	-131	-127	0
600	4.82	0.32	-176	-157	-151	1
630	5.71	0.38	-205	-186	-176	1
660	6.89	0.46	-242	-223	-207	2
690	8.38	0.56	-285	-268	-246	3
720	10.20	0.68	-333	-320	-291	5
750	11.96	0.80	-378	-369	-334	9
780	13.66	0.91	-420	-415	-375	14
810	14.79	0.99	-450	-448	-404	18
840	14.88	1.00	-459	-454	-410	18
870	14.90	1.00	-459	-454	-410	18
900	14.87	0.99	-457	-454	-410	18
930	14.84	0.99	-457	-454	-411	18
960	14.81	0.99	-457	-454	-410	18
990	14.79	0.99	-457	-454	-410	18
1020	14.79	0.99	-457	-454	-410	18
1050	14.73	0.99	-456	-453	-410	18
1080	13.19	0.88	-428	-420	-381	17
1110	10.70	0.72	-374	-359	-328	15
1140	8.84	0.59	-328	-309	-286	13
1170	6.09	0.41	-250	-227	-217	6
1200	3.41	0.23	-157	-138	-141	1
1230	1.40	0.09	-74	-67	-74	-1
1260	0.35	0.02	-26	-25	-30	-2
1290	0.15	0.01	-17	-16	-21	-3
1320	0.09	0.01	-14	-13	-17	-3

Tab. 2 – 8 – Prova M2D, secondo ciclo di carico

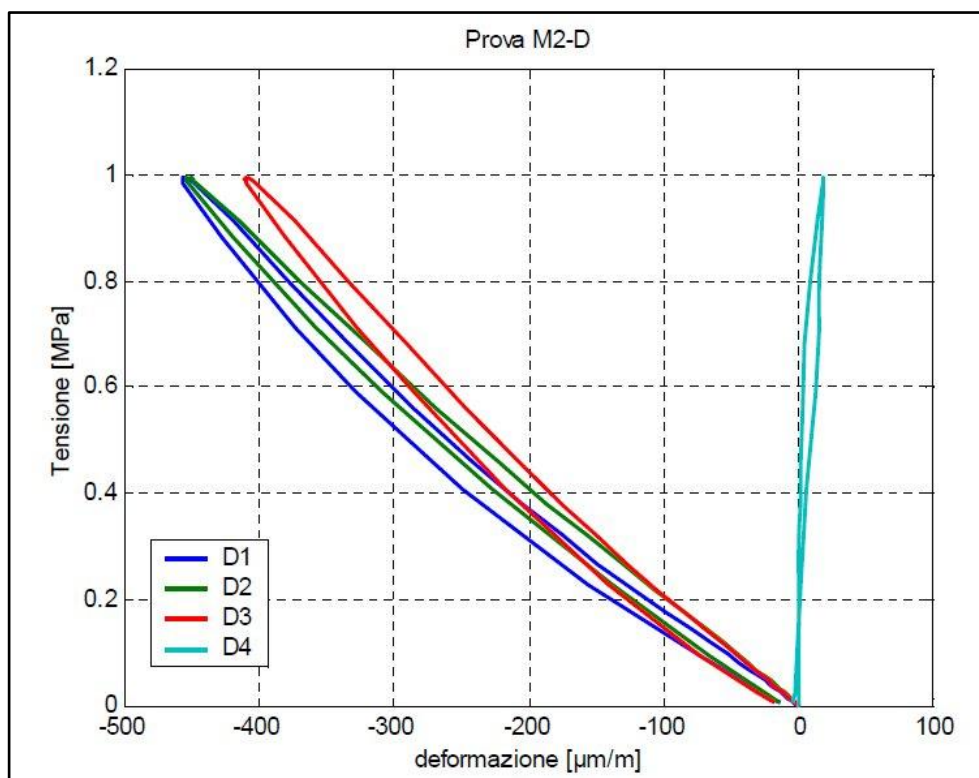


Figura 31 - Prova M2D, secondo ciclo di carico, curve tensione-deformazione (D1÷D4)

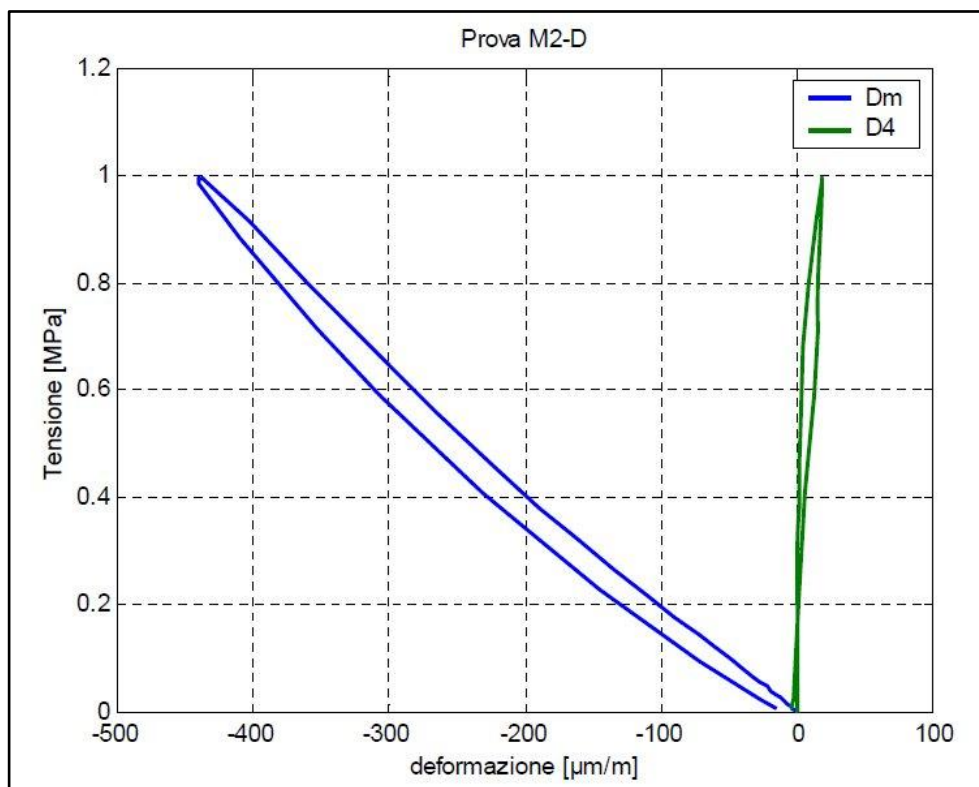


Figura 32 - Prova M2D, secondo ciclo di carico, curve tensione-deformazione (Dm e D4)
(Dm=media D1, D2, D3)

Si valuta il modulo elastico inizialmente considerando la retta passante per l'origine e il valore massimo ricavato dalla prova.

	p [bar]	σ_r [MPa]	D1 [$\mu\text{m}/\text{m}$]	D2 [$\mu\text{m}/\text{m}$]	D3 [$\mu\text{m}/\text{m}$]	DM [$\mu\text{m}/\text{m}$]
Primo ciclo	15.18	1.02	-454	-462	-414	-443
Secondo ciclo	14.90	1.00	-459	-454	-410	-441

Tab. 2 – 9 – Prova M2D - valori massimi

Il modulo elastico viene pari a **2302** N/mm² per il primo ciclo e **2267** N/mm² per il secondo ciclo.

Per una migliore approssimazione si procede a questo punto alla valutazione del modulo elastico in un tratto iniziale e in un tratto centrale del percorso di carico approssimabili a delle rette. I valori ricavati vengono riassunti nella tabella seguente:

tratto iniziale	p [bar]	σ_r [MPa]	D1 [$\mu\text{m}/\text{m}$]	D2 [$\mu\text{m}/\text{m}$]	D3 [$\mu\text{m}/\text{m}$]	DM [$\mu\text{m}/\text{m}$]
Primo ciclo	0.44	0.03	-13	-8	-3	-8
	4.12	0.28	-93	-113	-101	-102
Δ	3.68	0.25	-80	-105	-98	-94
Secondo ciclo	0.40	0.03	-13	-11	-12	-12
	4.01	0.27	-149	-131	-127	-136
Δ	3.61	0.24	-136	-120	-115	-124

Tab. 2 – 10 – Prova M2D - tratto iniziale

tratto centrale	p [bar]	σ_r [MPa]	D1 [$\mu\text{m}/\text{m}$]	D2 [$\mu\text{m}/\text{m}$]	D3 [$\mu\text{m}/\text{m}$]	DM [$\mu\text{m}/\text{m}$]
Primo ciclo	2.13	0.14	-40	-53	-44	-46
	8.93	0.60	-224	-246	-218	-229
Δ	6.80	0.46	-184	-193	-174	-183
Secondo ciclo	2.14	0.14	-79	-68	-69	-72
	8.38	0.56	-285	-268	-246	-266
Δ	6.24	0.42	-206	-200	-177	-194

Tab. 2 – 11 – Prova M2D - tratto centrale

Il modulo elastico in questi casi viene pari a **2660 N/mm²** (primo ciclo) e **1935 N/mm²** (secondo ciclo) per il tratto iniziale; assume valori pari a **2513 N/mm²** (primo ciclo) e **2165 N/mm²** (secondo ciclo) per il tratto centrale.

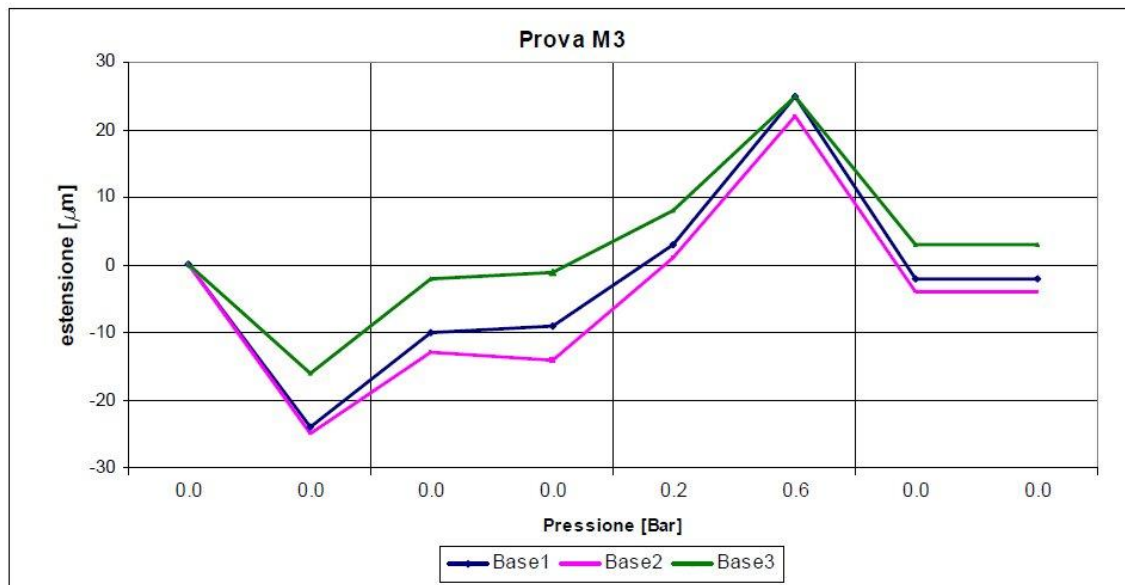
Si considera a questo punto il valore medio di tutti i casi considerati ottenendo un valore del modulo elastico pari a **2307 N/mm²**.

MP3-esterno



Figura 33 – Prova M3 (dettaglio muratura)

PROVA M3 - Determinazione dello stato di sollecitazione della muratura Prova con martinetto singolo, muratura di blocchi prefabbricati Data di prova: 10/09/2009 $K_m=0.743$ $K_a=0.91$						
Tempo [h.mm]	Pressione martinetto [bar]	tensione [MPa]	ΔL			note
			base 1 [μm]	base 2 [μm]	base 3 [μm]	
14.10	0.0	0.00	0	0	0	Prima del taglio
14.30	0.0	0.00	-24	-25	-16	dopo il taglio
14.40	0.0	0.00	-10	-13	-2	
14.45	0.0	0.00	-9	-14	-1	Inserimento martinetto
15.55	0.2	0.01	3	1	8	inizio carico
16.00	0.6	0.04	25	22	25	
16.05	0.0	0.00	-2	-4	3	scarico
16.10	0.0	0.00	-2	-4	3	



Tab. 2 - 12 - Prova M3, grafico pressione- ΔL , fasi in sequenza temporale

	p [bar]	σ_r [MPa]	$\Delta D1$ [μm]	$\Delta D2$ [μm]	$\Delta D3$ [μm]
Primo ciclo	0.2	0.01	3	1	8
	0.6	0.04	25	22	25

Tab. 2 - 13 - Prova M3 - valori massimi

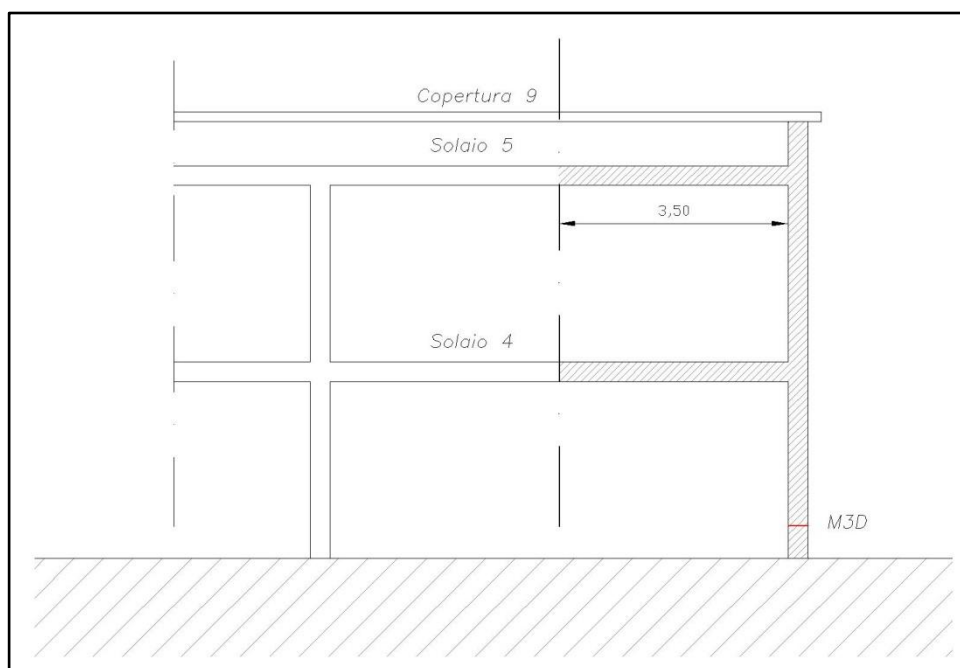


Figura 34 - Schema di carico M3

Eseguendo l'analisi dei carichi secondo lo schema rappresentato in **Fig. 42** è stato valutato lo stato di sollecitazione attuale della muratura: dal calcolo analitico è stato trovato un carico di 47 kN sulla striscia di 1 m di parete che corrisponde ad una tensione di 0.18 MPa. In questo caso il risultato della prova M3 è inferiore rispetto alla stima analitica, fatto che può dipendere da una certa difficoltà nella realizzazione della prova dovuta alla tipologia del materiale.

Prova M3D - Determinazione delle caratteristiche di deformabilità della muratura

Data di prova: 10/09/2009

Altezza del provino = 505 mm

$K_m = 0.743$

$K_a = 0.91$

Base estensimetro D1 = 304 mm

Base estensimetro D2 = 304 mm

Base estensimetro D3 = 302 mm

Prova effettuata fino a raggiungere una pressione al martinetto di 14.13 bar, tenuta stabile per 180 s con successivo scarico, trascorsi cinque minuti la prova è stata ripetuta.

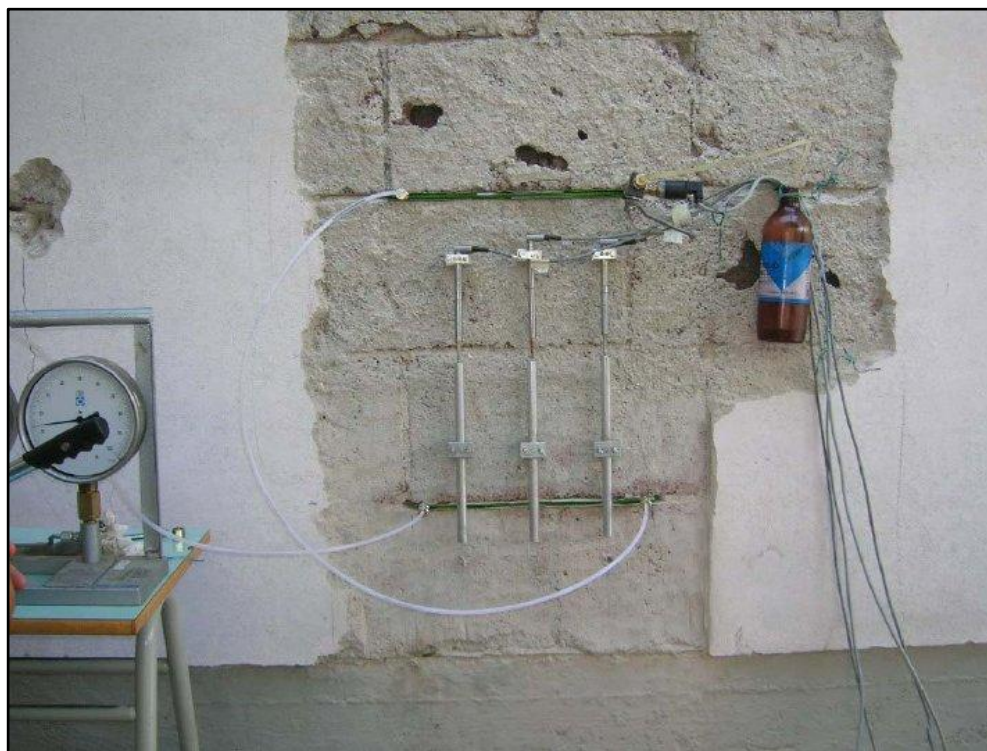


Figura 35 - Prova M3D

t	p	tensione σ_r	D1	D2	D3
[s]	[Bar]	[MPa]	[$\mu\text{m}/\text{m}$]	[$\mu\text{m}/\text{m}$]	[$\mu\text{m}/\text{m}$]
0.00	0.00	0.00	0	0	0
120.00	0.04	0.02	-9	-4	-13
180.00	0.06	0.04	-8	-8	-13
240.00	0.08	0.05	-9	-8	-16
360.00	0.17	0.12	-16	-16	-27
420.00	0.22	0.15	-23	-20	-35
480.00	0.28	0.19	-26	-23	-37
540.00	0.34	0.23	-29	-26	-39
600.00	0.42	0.28	-34	-30	-42
660.00	0.52	0.35	-38	-36	-46
720.00	0.68	0.45	-46	-42	-55
780.00	0.83	0.56	-55	-48	-63
840.00	0.98	0.66	-61	-53	-67
900.00	1.17	0.78	-67	-58	-67
960.00	1.37	0.92	-76	-64	-72
990.00	1.49	0.99	-77	-68	-73
1020.00	1.63	1.09	-81	-71	-77
1050.00	1.80	1.20	-85	-76	-84
1080.00	1.97	1.32	-93	-81	-92
1110.00	2.14	1.43	-101	-86	-99
1140.00	2.32	1.55	-108	-91	-107
1170.00	2.53	1.69	-113	-96	-111
1200.00	2.73	1.82	-118	-101	-117
1230.00	2.92	1.95	-122	-106	-119
1260.00	3.14	2.10	-128	-112	-126
1290.00	3.39	2.27	-135	-117	-132
1320.00	3.66	2.45	-144	-125	-140
1350.00	3.92	2.62	-151	-131	-147
1380.00	4.21	2.82	-157	-138	-154
1410.00	4.50	3.01	-165	-145	-162
1440.00	4.79	3.20	-170	-152	-167
1470.00	5.09	3.40	-177	-159	-177
1500.00	5.36	3.58	-184	-165	-183
1530.00	5.63	3.76	-190	-171	-186
1560.00	5.94	3.97	-195	-178	-189
1590.00	6.27	4.19	-203	-185	-200
1620.00	6.58	4.40	-212	-192	-211
1650.00	6.87	4.59	-220	-199	-220
1680.00	7.20	4.81	-226	-205	-222
1710.00	7.49	5.01	-231	-210	-230
1740.00	7.87	5.26	-238	-217	-236
1770.00	8.22	5.49	-245	-224	-240
1800.00	8.52	5.69	-252	-230	-251

../segue

t [s]	p [Bar]	tensione σ_r [MPa]	D1 [$\mu\text{m}/\text{m}$]	D2 [$\mu\text{m}/\text{m}$]	D3 [$\mu\text{m}/\text{m}$]
1830.00	8.86	5.92	-259	-236	-262
1860.00	9.17	6.13	-265	-242	-269
1890.00	9.50	6.36	-273	-249	-277
1920.00	9.82	6.57	-282	-256	-285
1950.00	10.15	6.78	-292	-261	-293
1980.00	10.52	7.04	-299	-268	-296
2010.00	10.91	7.30	-304	-274	-299
2040.00	11.25	7.52	-310	-280	-304
2070.00	11.60	7.76	-318	-285	-309
2100.00	11.93	7.98	-320	-289	-308
2130.00	12.35	8.26	-322	-294	-307
2160.00	12.75	8.52	-329	-300	-313
2190.00	13.11	8.77	-337	-307	-319
2220.00	13.48	9.01	-346	-314	-328
2250.00	13.78	9.22	-355	-319	-336
2280.00	14.03	9.39	-359	-322	-335
2310.00	14.08	9.41	-359	-324	-332
2340.00	14.13	9.45	-360	-324	-331
2370.00	14.10	9.43	-362	-324	-333
2400.00	14.10	9.43	-364	-324	-334
2430.00	14.10	9.43	-363	-324	-330
2460.00	13.71	9.17	-357	-321	-325
2490.00	8.97	6.00	-314	-273	-290
2520.00	4.40	2.94	-265	-225	-244
2550.00	1.82	1.22	-217	-183	-196
2580.00	0.31	0.21	-139	-118	-135
2610.00	0.11	0.07	-115	-97	-119
2670.00	0.01	0.00	-100	-85	-101

Tab. 2 – 14 – Prova M3D, primo ciclo di carico

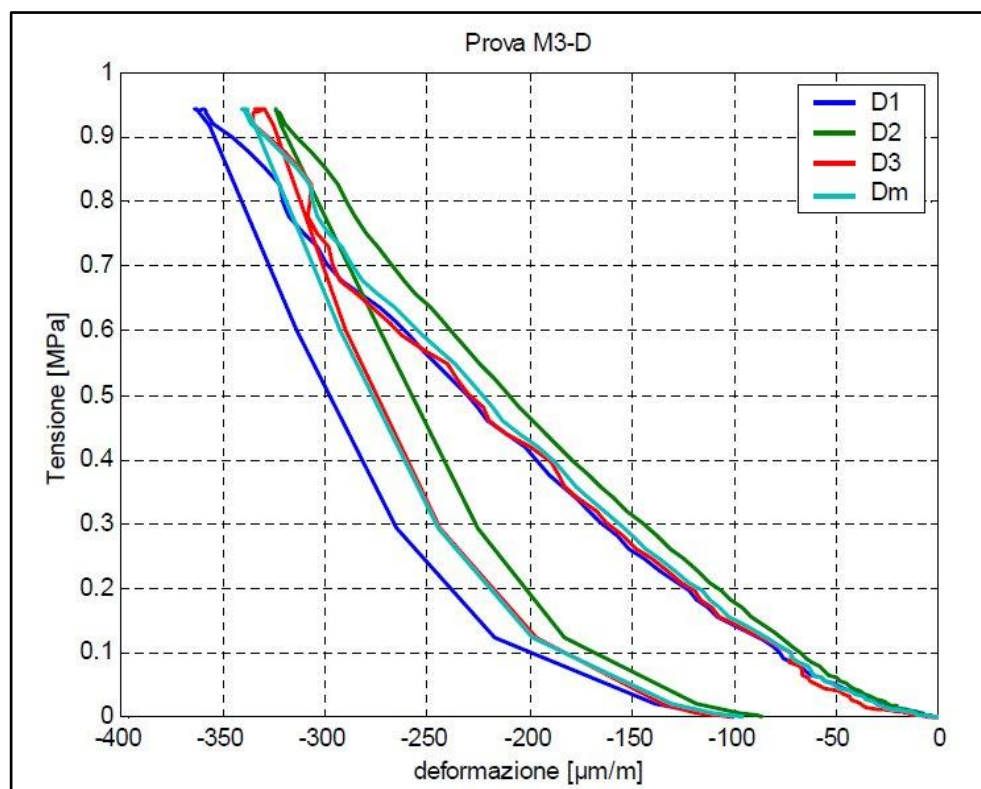


Figura 36 – Prova M3D, primo ciclo di carico, curve tensione-deformazione (D1÷D3)
(Dm=media D1, D2, D3)

t	p	tensione σ	D1	D2	D3
[s]	[Bar]	[MPa]	[$\mu\text{m/m}$]	[$\mu\text{m/m}$]	[$\mu\text{m/m}$]
0.00	0.00	0.00	0	0	0
120.00	0.04	0.00	-3	0	1
180.00	0.09	0.01	-7	-4	-7
360.00	0.19	0.01	-15	-11	-7
390.00	0.23	0.02	-19	-13	-12
420.00	0.30	0.02	-23	-16	-14
450.00	0.35	0.02	-27	-20	-17
480.00	0.44	0.03	-30	-23	-17
510.00	0.53	0.04	-34	-28	-19
540.00	0.64	0.04	-39	-33	-21
570.00	0.77	0.05	-45	-39	-27
600.00	0.99	0.07	-53	-46	-34
630.00	1.24	0.08	-64	-54	-43
660.00	1.54	0.10	-76	-63	-55
690.00	1.88	0.13	-86	-71	-63
720.00	2.28	0.15	-97	-81	-75
750.00	2.75	0.18	-107	-90	-85
780.00	3.33	0.22	-118	-101	-95
810.00	4.00	0.27	-129	-113	-104
840.00	4.72	0.32	-140	-124	-113
870.00	5.49	0.37	-151	-136	-123
900.00	6.32	0.42	-163	-148	-135
930.00	7.25	0.48	-174	-161	-148
960.00	8.17	0.55	-187	-173	-162
990.00	9.16	0.61	-200	-186	-173
1020.00	10.32	0.69	-214	-201	-186
1050.00	11.45	0.77	-228	-215	-201
1080.00	12.35	0.83	-240	-226	-212
1110.00	13.21	0.88	-249	-237	-220
1140.00	13.70	0.92	-255	-242	-224
1170.00	13.76	0.92	-256	-242	-227
1200.00	13.80	0.92	-259	-243	-229
1230.00	13.77	0.92	-260	-243	-229
1260.00	13.80	0.92	-262	-246	-227
1290.00	13.76	0.92	-263	-246	-229
1320.00	13.68	0.91	-262	-243	-228
1350.00	13.74	0.92	-262	-244	-227
1380.00	13.70	0.92	-262	-244	-229
1410.00	13.59	0.91	-261	-242	-229
1440.00	12.34	0.83	-250	-230	-222
1470.00	10.26	0.69	-231	-209	-203
1500.00	6.85	0.46	-198	-174	-175
1530.00	2.53	0.17	-140	-121	-122
1560.00	0.16	0.01	-50	-43	-45
1620.00	-0.15	-0.01	-13	-11	-14
1680.00	-0.19	-0.01	-7	-4	-5
1740.00	-0.19	-0.01	-6	-4	-9

Tab. 2 – 15 – Prova M3D, secondo ciclo di carico

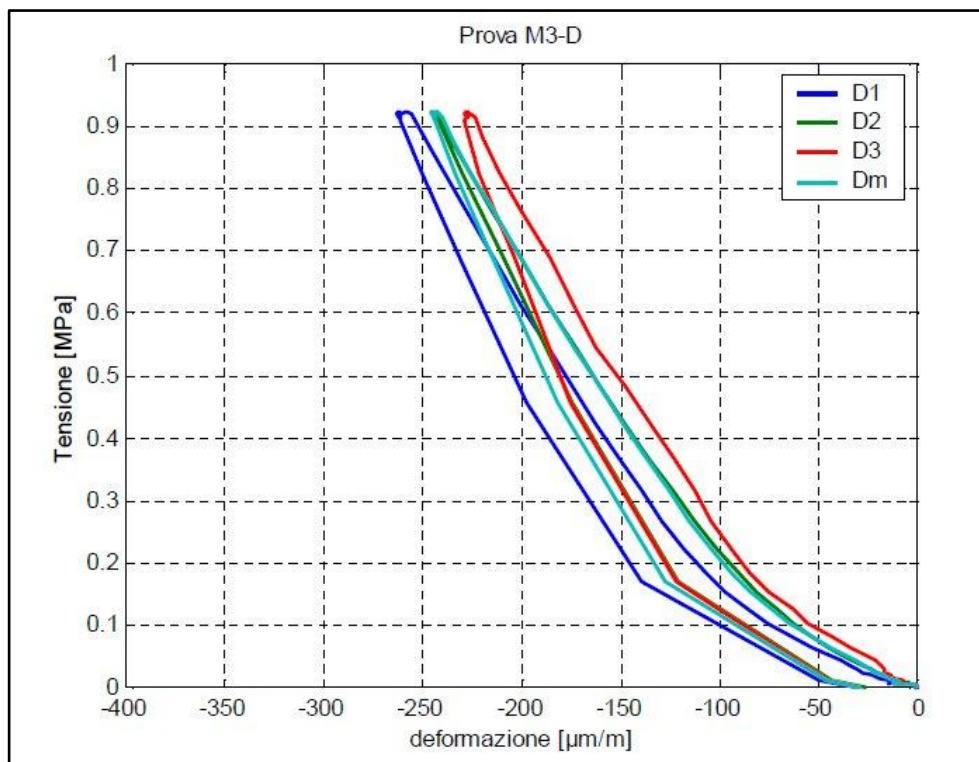


Figura 37 - Prova M3D, secondo ciclo di carico, curve tensione-deformazione (D1÷D3) (Dm=media D1, D2, D3)

Si valuta il modulo elastico inizialmente considerando la retta passante per l'origine e il valore massimo ricavato dalla prova.

	p [bar]	σ_r [MPa]	D1 [µm/m]	D2 [µm/m]	D3 [µm/m]	DM [µm/m]
Primo ciclo	14.13	0.94	-360	-324	-331	-338
Secondo ciclo	13.80	0.92	-259	-243	-229	-243

Tab. 2 – 16 – Prova M3D - valori massimi

Il modulo elastico viene pari a **2781** N/mm² per il primo ciclo e **3786** N/mm² per il secondo ciclo.

Per una migliore approssimazione si procede a questo punto alla valutazione del modulo elastico in un tratto iniziale e in un tratto centrale del percorso di carico approssimabili a delle rette. I valori ricavati vengono riassunti nella tabella seguente:

tratto iniziale	p [bar]	σ_r [MPa]	D1 [$\mu\text{m}/\text{m}$]	D2 [$\mu\text{m}/\text{m}$]	D3 [$\mu\text{m}/\text{m}$]	DM [$\mu\text{m}/\text{m}$]
Primo ciclo	0.17	0.01	-16	-16	-27	-20
	0.98	0.07	-61	-53	-67	-60
Δ	0.81	0.06	-45	-37	-40	-40
Secondo ciclo	0.19	0.01	-15	-11	-7	-11
	0.99	0.07	-53	-46	-34	-44
Δ	0.80	0.06	-38	-35	-27	-33

Tab. 2 – 17 – Prova M3D - tratto iniziale

tratto centrale	p [bar]	σ_r [MPa]	D1 [$\mu\text{m}/\text{m}$]	D2 [$\mu\text{m}/\text{m}$]	D3 [$\mu\text{m}/\text{m}$]	DM [$\mu\text{m}/\text{m}$]
Primo ciclo	2.14	0.14	-101	-86	-99	-95
	8.52	0.57	-252	-230	-251	-244
Δ	6.38	0.43	-151	-144	-152	-149
Secondo ciclo	2.28	0.15	-97	-81	-75	-84
	9.16	0.61	-200	-186	-173	-186
Δ	6.88	0.46	-103	-105	-98	-102

Tab. 2 – 18 – Prova M3D - tratto centrale

Il modulo elastico in questi casi viene pari a **1500** N/mm² (primo ciclo) e **1818** N/mm² (secondo ciclo) per il tratto iniziale; assume valori pari a **2886** N/mm² (primo ciclo) e **4510** N/mm² (secondo ciclo) per il tratto centrale.

Si considera a questo punto il valore medio di tutti i casi considerati ottenendo un valore del modulo elastico pari a **2880** N/mm².

2.4. Prova di compressione su blocco di calcestruzzo alleggerito

In data 27.10.2009 è stata svolta presso il Laboratorio Prove Strutture e Materiali del Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università degli Studi di Firenze una prova compressione su provino ricavato da una porzione di blocco estratto dall'edificio al primo piano del lato est in data 10.09.2009 durante i saggi eseguiti sulla struttura e descritti nel capitolo successivo. Le dimensioni del blocco in opera sono 50x25x25 cm.

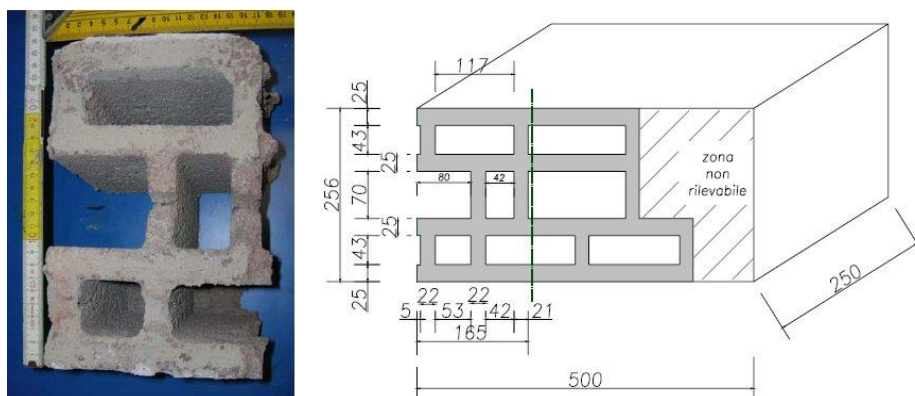


Figura 38 - Provino ricavato dal blocco e rilievo dimensionale

Dimensioni del blocco in opera: cm 50x25x25							
Prova eseguita con macchina di prova conforme alla norma UNI EN 12390-4							
Direzione di carico parallela ai fori, superfici rettificata con malta cementizia.							
provino	Data della prova	Dimensioni provini			Superficie lorda	Carico di rottura	Tensione di rottura (*)
	gg/mm/aa	a [mm]	b [mm]	h [mm]	[mm ²]	[kN]	[N/mm ²]
B1	21/09/09	256	165	253	42240	213.86	5.06

h: altezza del provino dopo la rettifica con malta cementizia

(*) Tensione di rottura riferita alla superficie lorda

Tab. 2 – 19 – Prova di compressione su blocco di calcestruzzo alleggerito

Dall'analisi geometrica della porzione di blocco estratto è stata calcolata una percentuale di foratura pari a 43%. Sul provino sono state rilevate le deformazioni in direzione assiale mediante estensimetri con base di misura da 50 mm, di seguito si riportano i valori medi rilevati a determinati livelli di carico.

P [kN]	ε [μm/m]
21.04	91
42.16	202
64.30	330
71.18	372
85.00	458
106.80	603

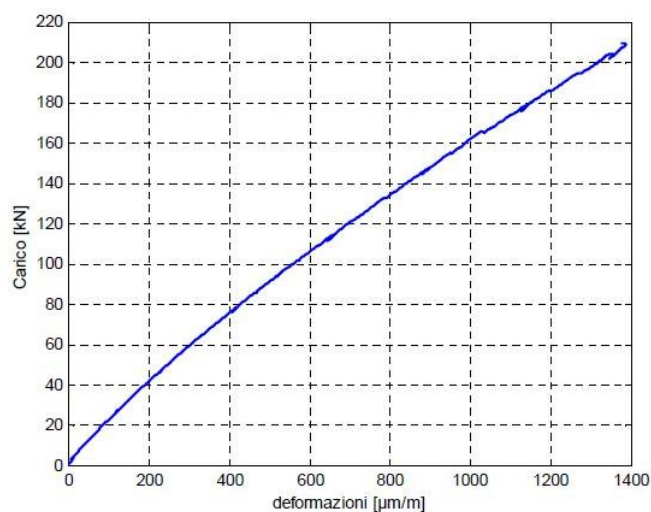


Figura 39 - Curva carico-deformazioni



Figura 40 - Prova di compressione

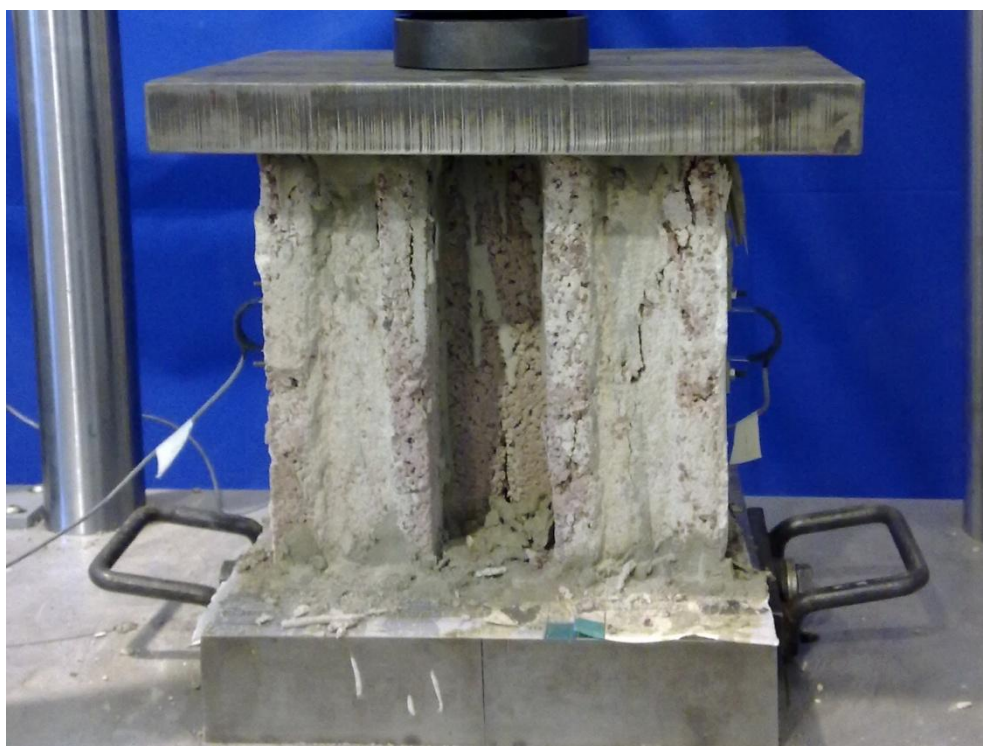


Figura 41 - Rottura del provino

I dati così ricavati sulla resistenza a compressione della porzione dell'elemento costituente la muratura permettono una stima della resistenza caratteristica della muratura in elementi artificiali pieni e semipieni utilizzando la tabella 11.10.V fornita dalla NTC2008 che si riporta in **Tab. 2 - 20**.

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento [N/mm ²]	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	-

Tab. 2 - 20 – Valori di f_k per murature in elementi artificiali pieni e semipieni [N/mm²]

Nel nostro caso, non avendo indagini approfondite sulla tipologia della malta utilizzata, si stima la resistenza caratteristica della muratura nella peggiore delle ipotesi ottenendo quindi un valore $f_k = 3,0 \text{ N/mm}^2$.

CAPITOLO 3

Indagini in situ

In aggiunta alle analisi strumentali e di laboratorio relazionate nel capitolo precedente, nelle prime due settimane di Settembre si sono effettuati una serie di saggi che hanno permesso di analizzare i dettagli costruttivi dell'edificio per poterne anche verificare la corrispondenza con la documentazione storica in possesso. Dato che l'edificio è attualmente in uso, non è stato possibile fare dei saggi molto accurati ed estesi: le analisi si sono concentrate soprattutto nel capire e analizzare il funzionamento delle strutture portanti (tipologia di muratura, armatura dei pilastri e delle travi, orditura dei solai, ...) analizzando a campione elementi considerati strategici per capire il funzionamento dell'intera struttura. I saggi effettuati consistono nella rimozione dell'intonaco sufficiente ad analizzare i dettagli caratteristici degli elementi quali travetti dei solai (base, interasse), tipologia ed orditura delle murature, e la rimozione del copriferro delle armature negli elementi in c.a. travi e pilastri per poterne verificare la quantità di armatura e il diametro con il calibro. Per alcuni elementi è stato utilizzato un pacometro, uno strumento digitale che permette di rilevare in maniera non distruttiva la presenza e la direzione delle barre nel calcestruzzo armato. Tutti questi dati risulteranno fondamentali per le successive fasi di analisi.

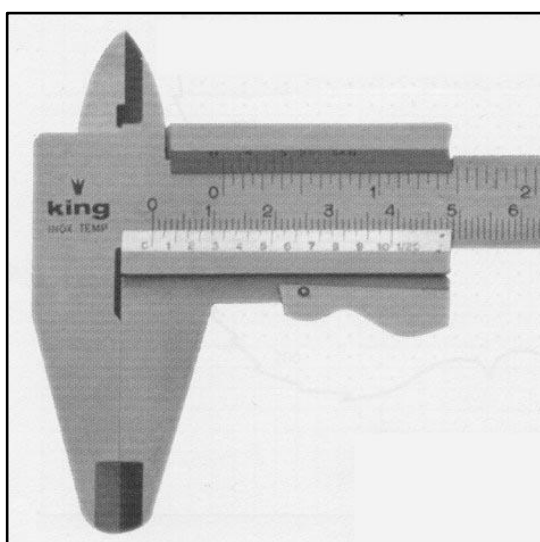


Figura 42 - calibro



Figura 43 - pacometro

Passiamo ora ad analizzare nel dettaglio i saggi effettuati: ogni saggio è caratterizzato da una sigla indicante il piano e l'aula in cui è stato svolto il saggio e l'elemento analizzato.

3.1. PIANO TERRA

I saggi, la cui posizione è evidenziata nella pianta alla pagina successiva, effettuati al piano terra dell'edificio sono elencati nella tabella seguente:

Parte vecchia		Parte nuova	
sigla	elemento	Sigla	elemento
PT-S16AC/1	Solaio	PT-S26AC	Trave
PT-S16AC/2	Trave	PT-S18A	Solaio
PT-SA3	Solaio	PT-S18A/2	Cordolo
PT-SA3/2; PT-SA3/3	Muratura	PT-S24R/PIL13	Pilastro
PT-S5A	Solaio	PT-S24R/TR13	Trave
EST-5A	Pilastro		
PT-S16AC/ARC1	Architrave		
PT-S16AC/ARC2	Architrave		

Tab. 3 - 1 – Saggi piano terra

3.1.1. PIANO TERRA - parte vecchia



Figura 44 – foto ingresso



Figura 45 – foto ingresso



Figura 46 – foto esterna

PT-S16AC/1

Solaio dell'ingresso (16AC)

Orditura: longitudinale all'edificio

Luce netta: 5,30 m

Spessore: 24 cm (20 travetto + 4 soletta)

Geometria dei travetti: base 6 cm, interasse 40 cm

Armatura: 2 ferri $\Phi 14$.

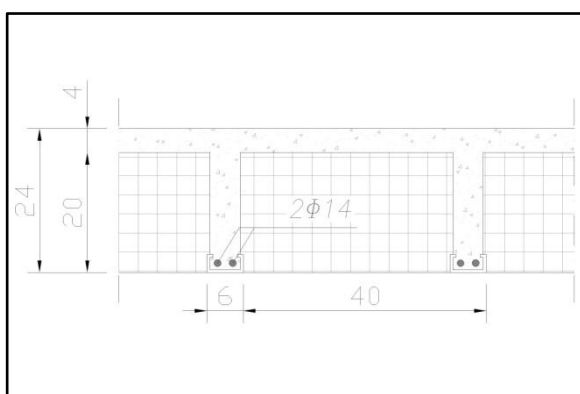


Figura 47 – dettaglio solaio

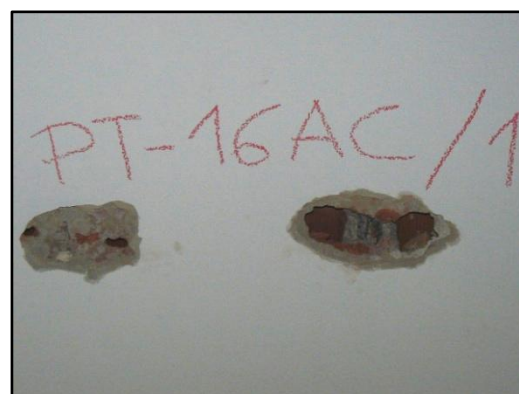


Figura 48 – PT-S16AC/1

PT-S16AC/2

Trave in spessore di solaio, posta alla sommità di due pilastrini circolari.

Geometria: base 50 cm, altezza 24 cm

Armatura: 5 ferri $\Phi 14$, staffe $\Phi 6$ - passo 20 cm (in appoggio passo 15 cm).

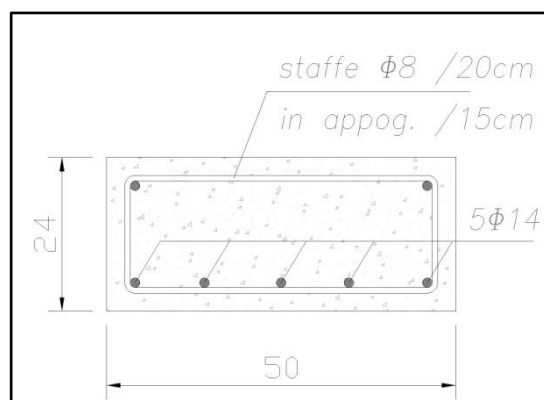


Figura 49 – dettaglio trave

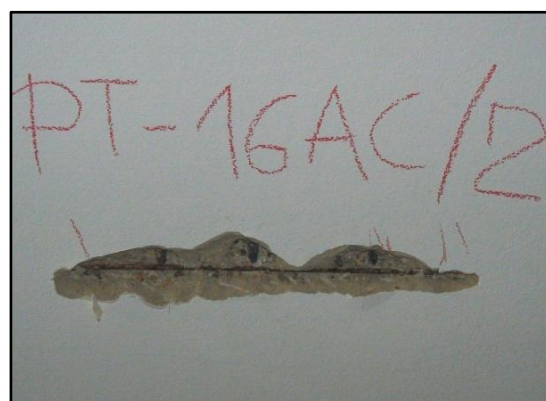


Figura 50 – PT-S16AC/2

PT-S3A

Solaio aula asilo (3A)

Orditura: longitudinale all'edificio

Luce netta: 6,20 m

Spessore: 24 cm (20 travetto + 4 soletta)

Geometria dei travetti: base 6 cm, interasse 40 cm

Armatura: 2 ferri $\Phi 12$.

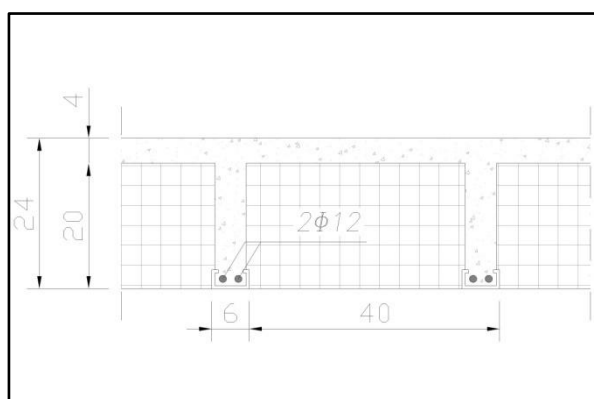


Figura 51 – dettaglio solaio



Figura 52 – PT-S3A

PT-S3A/2 – PT-S3A/3

Muratura esterna aula 3A realizzata mista in mattoni e pietrame di buona qualità, faccia esterna della parete in pietra.

Ammorsamento nell'angolo di buona realizzazione.



Figura 53 – PT-S3A/2

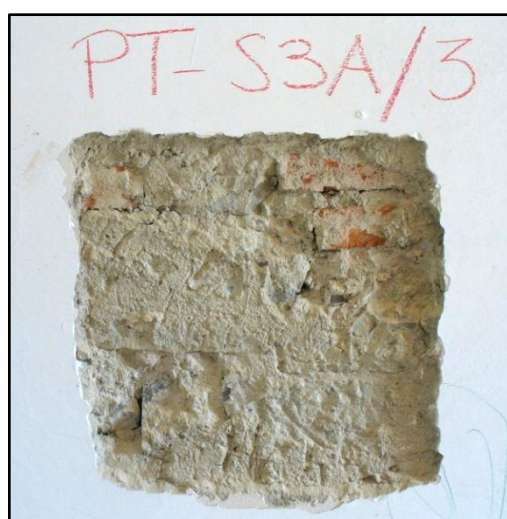


Figura 54 – PT-S3A/3



Figura 55 – EST-3A

PT-S5A

Solaio aula asilo (5A)

Orditura: trasversale all'edificio

Luce netta: 6,00 m

Spessore: 24 cm (20 travetto + 4 soletta)

Geometria dei travetti: base 8 cm, interasse 40 cm

Armatura: 3 ferri $\Phi 12$.

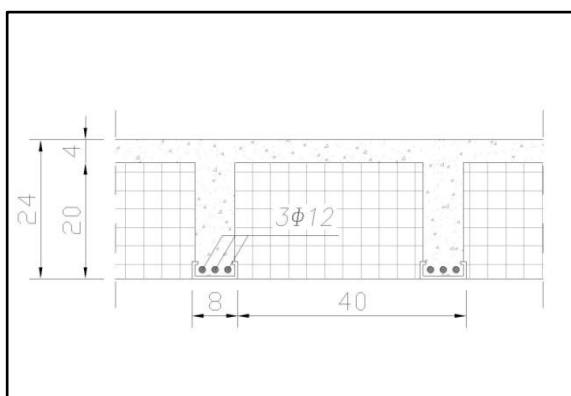


Figura 56 – dettaglio solaio

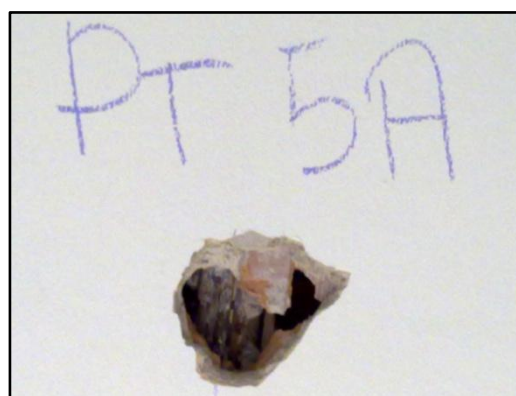


Figura 57 – PT-S5A

EST-5A

Pilastro lungo la parete perimetrale (esterno aula 5A).

Geometria: sezione rettangolare - 13x20 cm

Armatura: 4 ferri $\Phi 8$, staffe $\Phi 6$ - passo 20 cm.

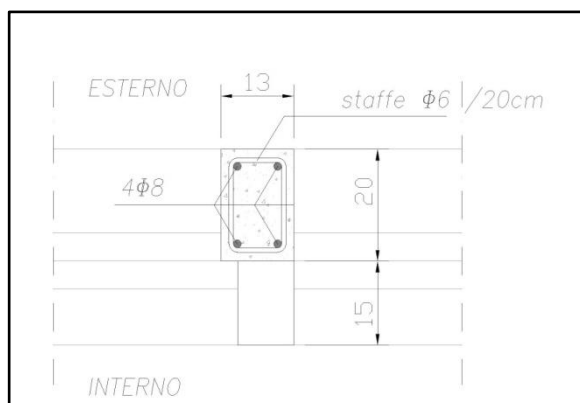


Figura 58 – dettaglio pilastro



Figura 59 – EST-5A

PT-S16AC/ARC1

Architrave del corridoio in corrispondenza dell'aula 6A.

Geometria: base 29 cm, ricalata 23 cm rispetto al soffitto del corridoio.

Armatura: 4 ferri $\Phi 12$. (non sono state rilevate staffe).

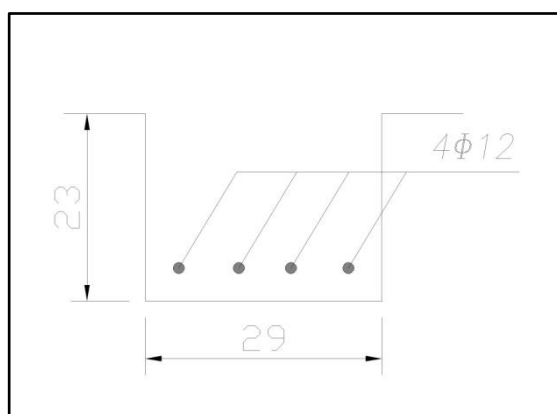


Figura 60 – dettaglio architrave



Figura 61 – PT-S16AC/ARC1

PT-S16AC/ARC2

Architrave del corridoio posto sopra il collegamento con il vano scale della parte nuova dell'edificio.

Geometria: base 45 cm, ricalata 26 cm rispetto al soffitto del corridoio.

Armatura: 7 ferri $\Phi 4$ (con una disposizione abbastanza approssimativa).

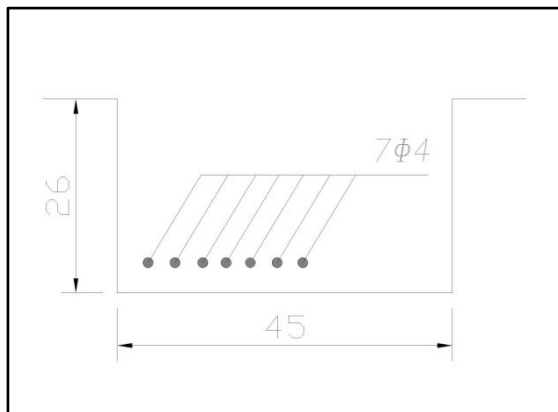


Figura 62 – dettaglio architrave

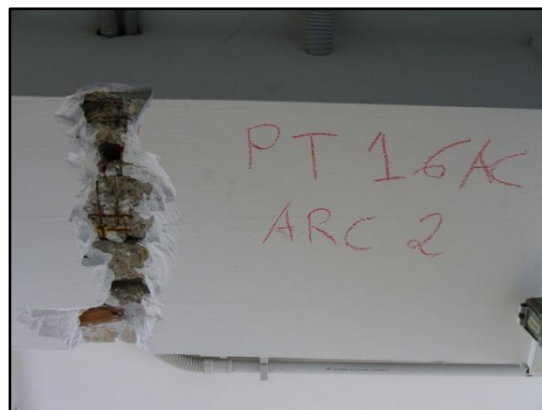


Figura 63 – PT-S16AC/ARC2

3.1.2. PIANO TERRA – parte nuova

Figura 64 – foto esterno



Figura 65 – foto esterno

PT-S26AC

Trave in spessore di solaio.

Geometria: base 70 cm, altezza 22 cm

Armatura: 6 ferri $\Phi 14$, staffe $\Phi 6$ - passo 25 cm (in appoggio passo 15 cm)

Copriferro: 1 cm (armature arrugginite)

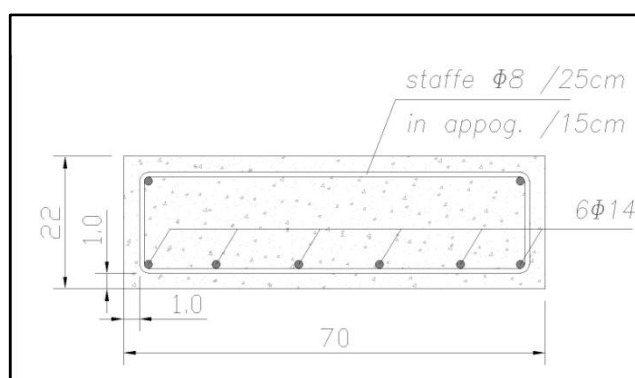


Figura 66 – dettaglio trave

NOTA: di questo saggio non è disponibile la documentazione fotografica

PT-S18A

Solaio aula elementare parte nuova (18A)

Orditura: longitudinale all'edificio

Luce netta: 7 m

Spessore: 22 cm (18 travetto + 4 soletta)

Geometria dei travetti: base 12 cm, interasse 60 cm

Armatura: 2 ferri $\Phi 16$.

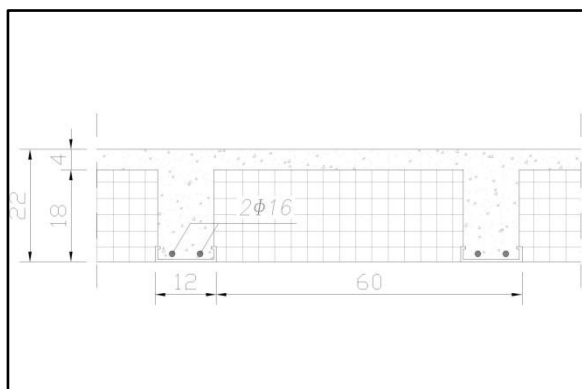


Figura 67 – dettaglio solaio



Figura 68 – PT-S18A

PT-S18A/2

Appoggio dei travetti sulla muratura verificato nell'aula 18A.



Figura 69 – PT-S18A/2

PT-S24R/PIL13

Pilastro centrale del portale in c.a. della zona mensa

Geometria: sezione rettangolare - 26x50 cm

Armatura: 6 ferri $\Phi 16$, staffe $\Phi 6$ – passo 20 cm

Copriferro: 2 cm

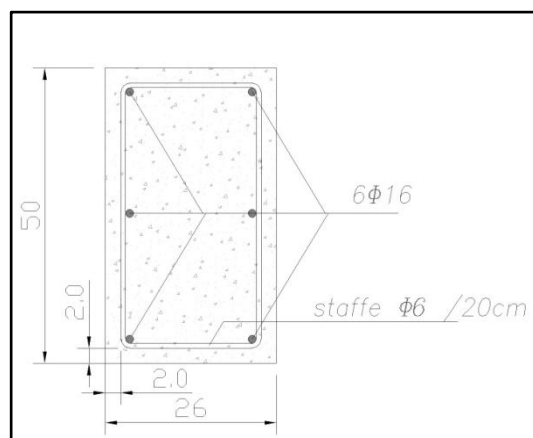


Figura 70 – dettaglio pilastro



Figura 71 – PT-S24R/PIL13

PT-S24R/TR13

Trave del portale della zona mensa

Geometria: base 26 cm, ricalata 54 cm rispetto al soffitto della mensa.

Armatura: 3 ferri $\Phi 18$ + 3 ferri $\Phi 16$, staffe $\Phi 8$ - passo 25 cm (in appoggio passo 15 cm)

Copriferro: 1,5 cm.

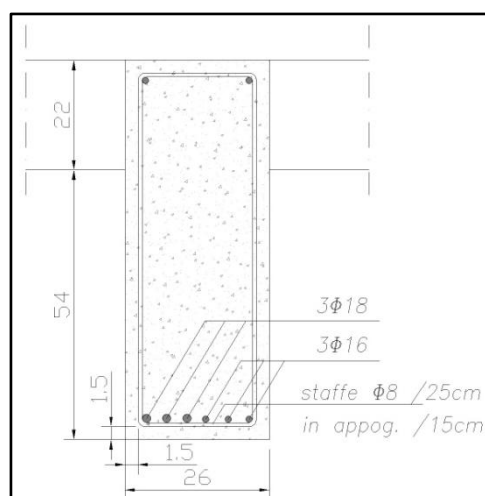


Figura 72 – dettaglio trave



Figura 73 – PT-S24R/TR13

3.2. PIANO PRIMO

I saggi, la cui posizione è evidenziata nella pianta alla pagina successiva, effettuati al piano primo dell'edificio sono elencati nella tabella seguente:

Parte vecchia		Parte nuova	
sigla	elemento	sigla	elemento
P1-S29L	Muratura	P1-S52VS/PIL15	Pilastro
P1-S29L/2	Controsoffitto	P1-S54VS/TR3	Trave
P1-S52AC/PIL	Pilastro	P1-S43A; P1-S33A/blocco LECA	Muratura
P1-S31A; P1-S31A/2; P1-S32L	Muratura	P1-S33A; P1-S38AC(33A-43A); P1-S43A/2	Solaio
P1-S52AC (31A)	Architrave	P1-S33A/2; P1-S33A/3	Muratura
P1-S52AC (31A-32L)	Architrave	P1-S33A/4; P1-S38AC(33A)	Nodo pilastro/muratura
P1-S46BF	Solaio	P1-S33A/5	Muratura
		P1-S38AC(33A-34A)	Trave

Tab. 3 – 2 – Saggi piano primo

3.2.1. PIANO PRIMO – parte vecchia

P1-S29L

Controllo ammorsamento nell'angolo di buona realizzazione (2 no 1 si) e collegamento nuova muratura con vecchia muratura. La nuova muratura è stata realizzata sul piano inclinato della vecchia copertura.

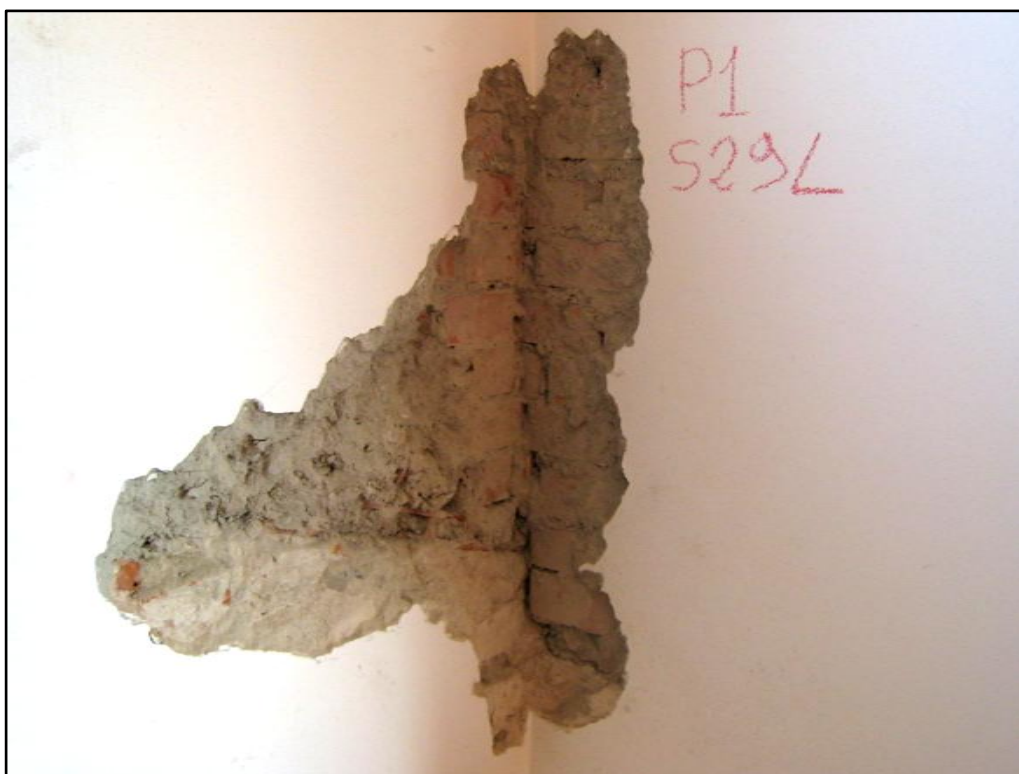


Figura 74 – P1-S29L



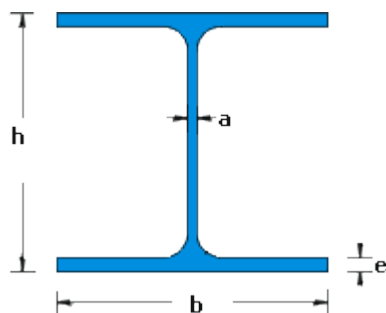
Figura 75 – dettaglio nuova muratura



Figura 76 – dettaglio ammorsamento

P1-S29L/2

Nuova copertura sostenuta da longarine metalliche in acciaio, profilati HEA120 disposti ad 1,00 m di interasse ed inserite nel cordolo in c.a. collocato a coronamento delle murature. Il pacchetto di solaio è costituito da multistrato ventilato tipo “Coverclima” con elemento portante costituito da lamiera nervata in acciaio e completata da manto tipo “Coverib”.



SIGLA	DIMENSIONI				SEZIONE cm ²	PESO kg/m
	Mm					
	h	b	A	e		
HEA120	114	120	5	8	25,3	19,9

Figura 77 – caratteristiche profilato HEA120



Figura 78 – P1-S29L/2



Figura 79- dettaglio

P1-S52AC/PIL

Pilastrini circolari circonferenza: 74 cm (raggio di circa 23/24cm). Non è stato possibile effettuare il rilevamento delle armature longitudinali per la dimensione ridotta della sezione. È stata rilevata una staffa liscia $\Phi 6$ disposta apparentemente a spirale.

NOTA: di questo saggio non è disponibile la documentazione fotografica

P1-S31A – P1-S31A/2 – P1-S32L

Tipologia muratura interna e perimetrale: muratura interna realizzata in mattoni pieni (stessa tipologia PT), spessore 30 cm; muratura esterna realizzata in mattoni/pietre di scarsa qualità, malta molto friabile (si scalfisce a mano) e letti di 1,5/2 cm. Controllo ammorsamento nell'angolo su parete esterna e su muratura interna.



Figura 80 – P1-S31A

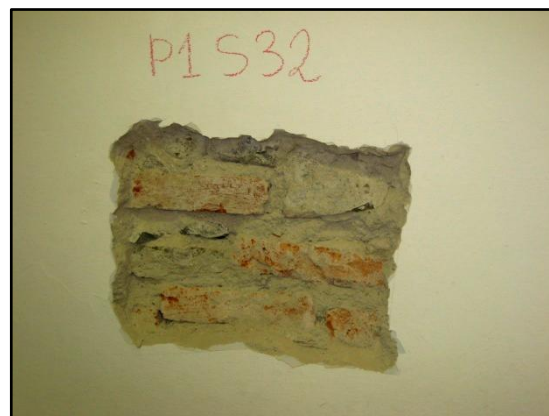


Figura 81 – P1S32L

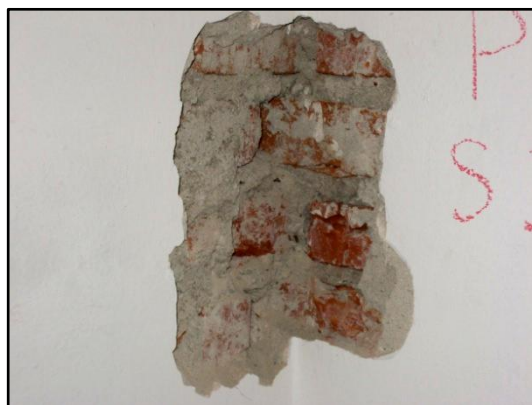


Figura 82 – P1S31A/2

P1-S52AC (31A)

Architrave porta aula 31A.

Geometria: base 30 cm

Armatura: 2 ferri $\Phi 10$ + 2 ferri $\Phi 12$

Copriferro: 2 cm

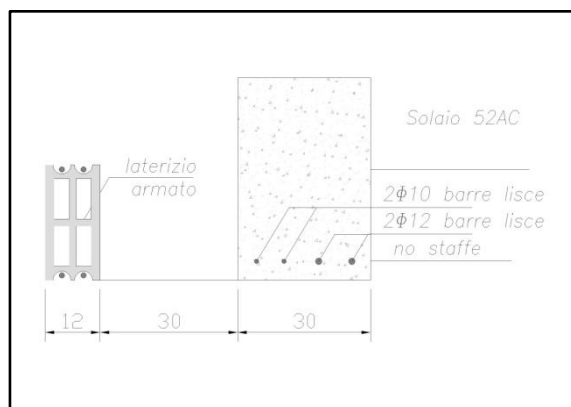


Figura 83 – dettaglio architrave



Figura 84 – P1-S52AC(31A)

P1-S52AC (31A-32L)

Architrave corridoio.

Geometria: base 29 cm, ricalata 24 cm rispetto al soffitto del corridoio.

Armatura: 3 $\Phi 10$, staffe $\Phi 6$ - passo 30 cm.

Copriferro: 2 cm

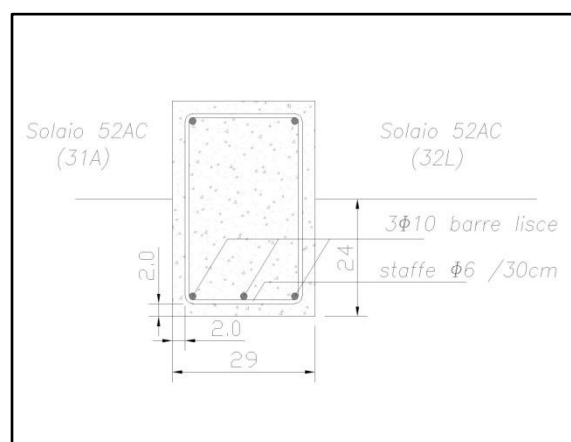


Figura 85 – dettaglio architrave



Figura 86 – P1-S52AC(31A-32L)

P1-S46BF

Solaio parte vecchia, verificato da botola di accesso al sottotetto presente nei bagni (46BF).

Travetti in laterizio armato: base 11 cm, altezza 25 cm, interasse 84 cm

Armatura: 2 $\Phi 6$

Tabellone spessore 5 cm.

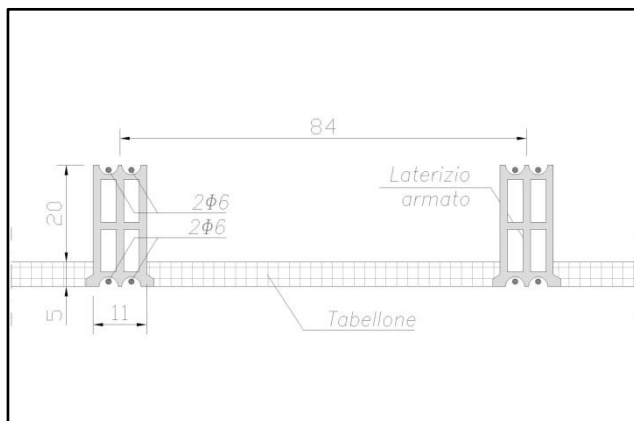


Figura 87 – dettaglio solaio



Figura 88 – solaio P1 parte vecchia

3.2.2. PIANO PRIMO – parte nuova

P1-S54VS/PIL15

Pilastro del vano scale parte nuova

Geometria: sezione rettangolare 23x28 cm

Armatura: 4 ferri $\Phi 12$, staffe $\Phi 6$ – passo variabile da 15 a 18 cm.

Copriferro: 2,5 cm

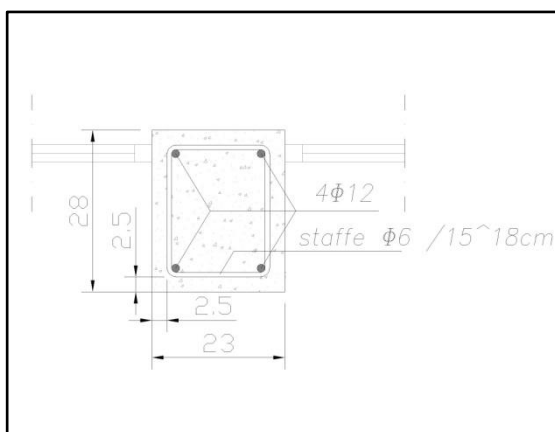


Figura 89 – dettaglio pilastro



Figura 90 – P1-PIL15

P1-S54VS/TR3

Trave vano scale parte nuova.

Geometria: base 30 cm, ricalata ___ cm dal soffitto del vano scale

Armatura: 3 ferri $\Phi 12$, staffe $\Phi 8$ – passo 22 cm.

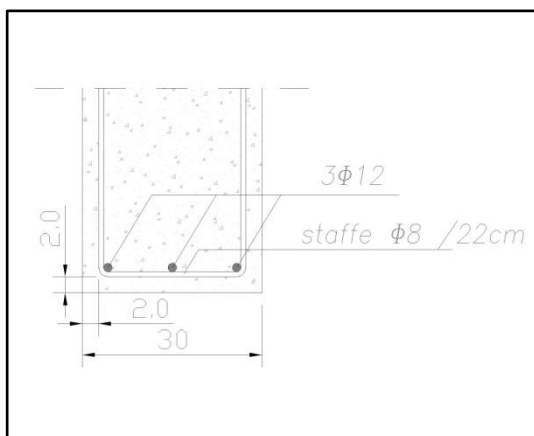


Figura 91 – dettaglio trave



Figura 92 – P1-S54VS/TR3

P1-S43A, P1-S33A/Blocco LECA

Controllo tipologia muratura perimetrale e interna trasversale alla direzione principale dell'edificio. Muratura a blocchi tipo LECA (stessa tipologia del PT dove è stato effettuato MP-esterno). Il blocco "LECA" ha come costituente principale granuli di argilla espansa, ottenuti attraverso un particolare procedimento, che conferiscono peso ridotto al blocco. Dalla parete divisoria tra l'aula 33A e 34A è stato estratto un campione parziale del blocco per le prove da laboratorio di cui al capitolo precedente. Il blocco ha dimensioni 50x25x25 cm; dall'estrazione del blocco è stato possibile rilevare, seppur in maniera parziale, la geometria interna del blocco.

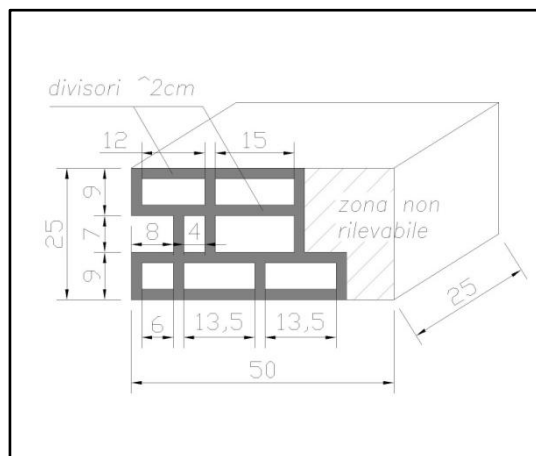


Figura 93 – blocco LECA



Figura 94 – P1-S33A/BLOCCO LECA

P1-S33A, P1-S38AC(33A-43A), P1-S43A/2

Solaio aule elementari (33A-43A) e corridoio (38AC) parte nuova.

Orditura: longitudinale all'edificio

Luce netta: 7 m

Spessore: 22 cm (18 travetto + 4 soletta) + 10 cm di rivestimento isolante (P1S1)

Geometria dei travetti: base 12 cm, interasse 60 cm

Armatura: 2 ferri $\Phi 14$ (centrali) + 2 ferri $\Phi 5$ (laterali)

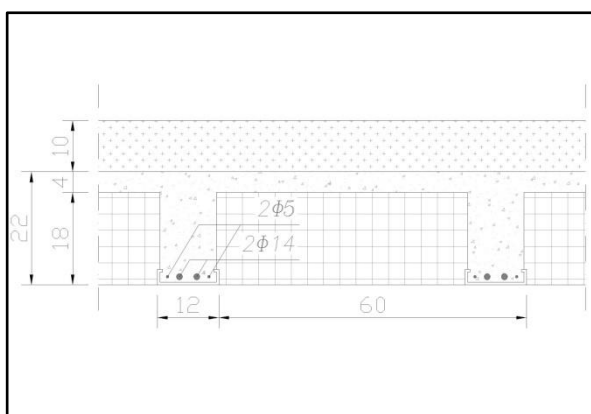


Figura 95 – dettaglio solaio



Figura 96 – P1-S33A

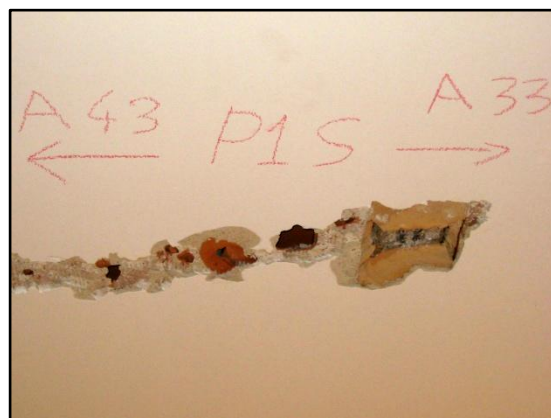


Figura 97 – P1-S38AC(33A-43A)

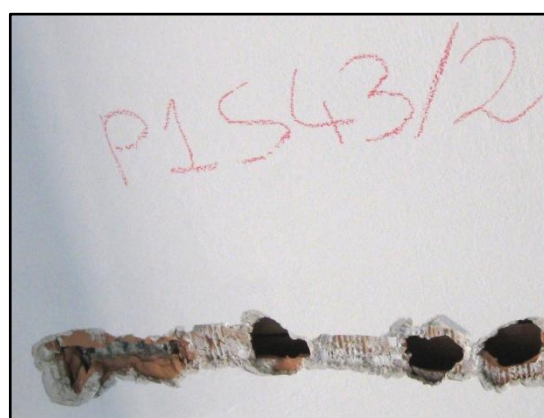


Figura 98 – P1-S43A/2

P1-S33A/2, P1-S33A/3

Muratura in blocchi “tipo LECA”; controllo ammorsamento nei due angoli esterni: buona realizzazione (1si – 1 no) ma i blocchi ammorsati risultano per la maggioranza lesionati (si vede bene su P1S33A/3)



Figura 99 – P1-S33A/2



Figura 100 – P1-S33A/3

P1-S33A/5

Muratura interna tramezzi parte nuova. Parete divisoria aula/corridoio in mattoni pieni disposti ad 1 testa (spessore 12 cm).



Figura 101 – P1-S33A/5

PI-S33A/4, PI-S38AC(33A)

Cordolo sopra porta aula 33A. Con questi saggi si è cercato di capire se e come i solaio delle aule e il solaio del corridoio (posti a quote diverse) fossero collegati. È stato riscontrato con questi saggi che non esiste nessun tipo di collegante tra i due solai posti a quota differente che risultano pertanto essere del tutto indipendenti. Inoltre in questo punto si dovrebbe ritrovare la base del pilastro presente nel piano sottotetto. Dall'analisi fatta si è giunti alla conclusione che il pilastro termina direttamente sulla muratura a blocchi Leca senza la presenza di cordoli.

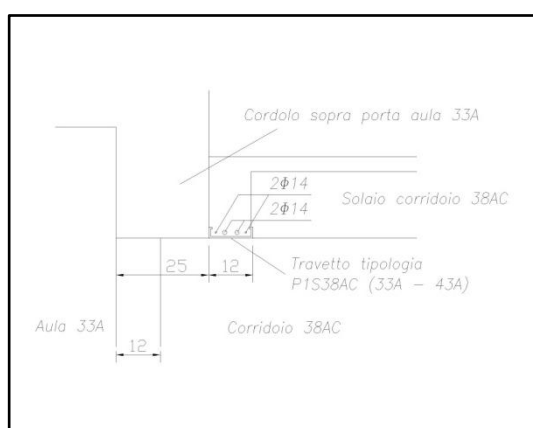


Figura 102 – dettaglio cordolo



Figura 103 – P1-S38AC(33A)



Figura 104 – P1-S33A/4

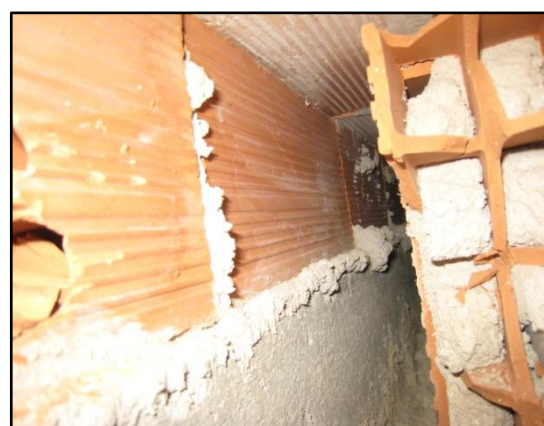


Figura 105 – dettaglio

P1-S38AC(33A-34A)

Trave in spessore di solaio in corrispondenza delle murature trasversali in blocchi LECA.

Geometria: base 85 cm, altezza 22 cm

Armatura: 7 ferri $\Phi 14$, staffe $\Phi 8$ – passo 25 cm (in appoggio passo 15 cm)

Copriferro: 2,5 cm

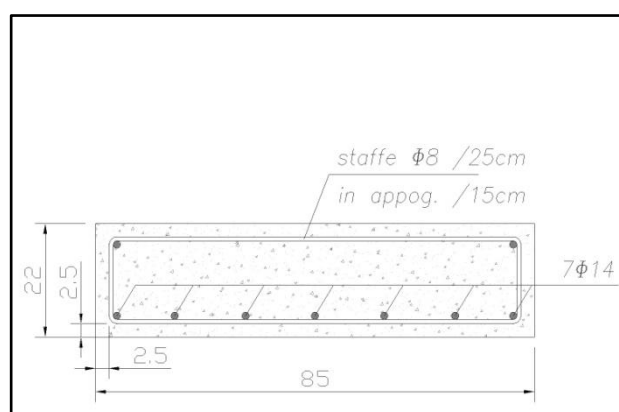


Figura 106 – dettaglio trave

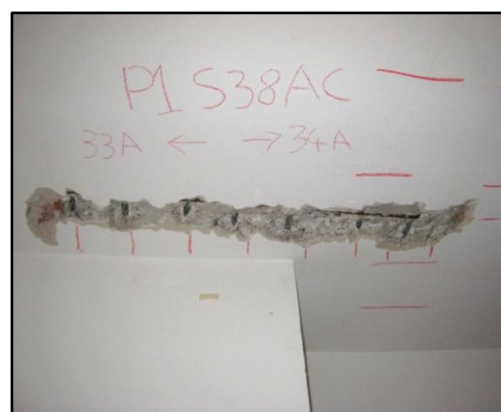


Figura 107 – P1-S38AC(33A-34A)

3.3. PIANO SOTTOTETTO

I saggi, la cui posizione è evidenziata nella pianta alla pagina successiva, effettuati al piano sottotetto dell'edificio sono elencati nella tabella seguente:

Parte nuova	
Sigla	elemento
P2-TR18; P2-TR22	Trave
P2-TR21; P2-S1	Trave
P2-PIL19; P2-S2	Pilastro
P2-PIL20	Pilastro
P2-S3	Copertura

Tab. 3 – 3 – Saggi piano sottotetto



Figura 108 – foto interna del sottotetto



Figura 109 – foto interna sottotetto

P2-TR18, P2-TR22

Trave a sezione trapezoidale su cui poggia la copertura dell'edificio. Dal saggio P2-TR22 si vede che la trave si appoggia all'estremità direttamente sulla muratura.

Geometria: base 30 cm, altezza maggiore 40 cm – altezza minore 32 cm

Armatura: 6 ferri $\Phi 14$, staffe $\Phi 8$ – passo 25 cm (in appoggio passo 15 cm)

Copriferro: 1,5 cm

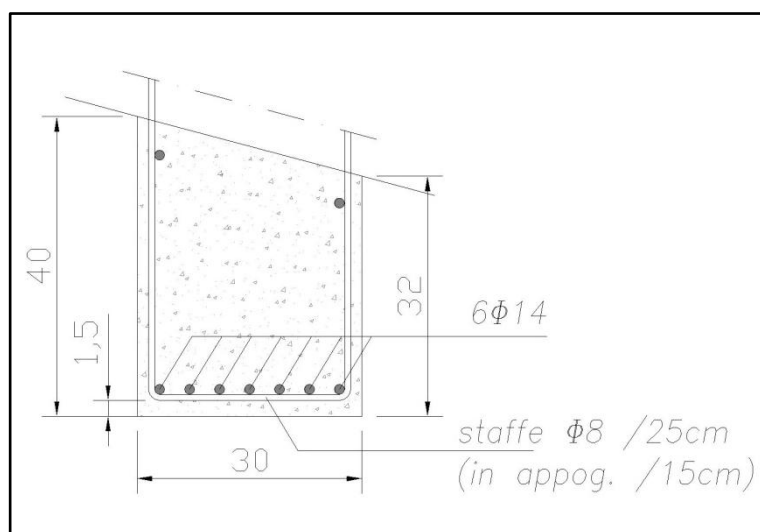


Figura 110 – dettaglio trave



Figura 111 – P2-TR18



Figura 112 – P2-TR22

P2-TR21, P2-S1

Trave a sezione trapezoidale su cui poggia la copertura dell'edificio. Dal saggio P2-S1 si vede che la trave si appoggia ad un'estremità sulla muratura a blocchi.

Geometria: base 30 cm, altezza maggiore 39 cm – altezza minore 30 cm

Armatura: 5 ferri $\Phi 14$ (centrali) + 2 ferri $\Phi 12$ (reggistaffe), staffe $\Phi 8$ – passo 25 cm (in appoggio passo 15 cm)

Copriferro: 1,5 cm

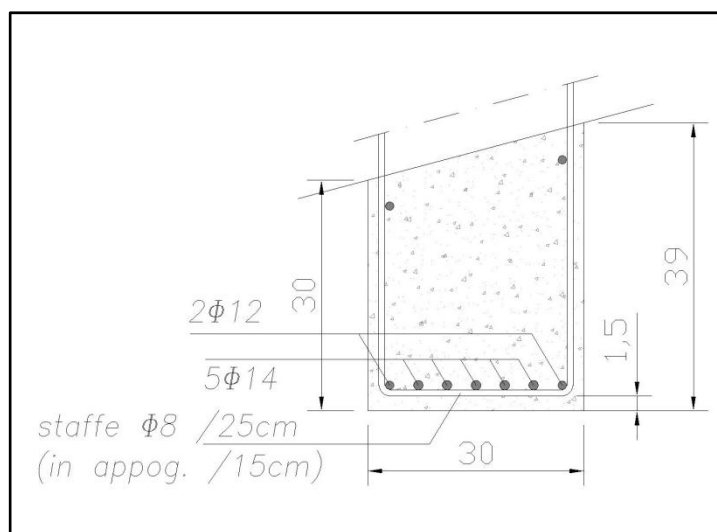


Figura 113 – dettaglio trave



Figura 114 – P2-TR21



Figura 115 – P2-S1

P2-PIL19, P2-S2

Pilastro su cui poggia la trave 19. Dal saggio P2S2 non si capisce se i pilastri terminano alla quota del solaio delle aule o proseguono fino alla quota del solaio del corridoio. (vedere anche saggio P1-S33A/4).

Geometria: sezione rettangolare 25x30 cm

Armatura: 4 ferri $\Phi 14$, staffe $\Phi 6$ – passo 20 cm

Copriferro: 2 cm sul lato maggiore, 1,5 sul lato minore

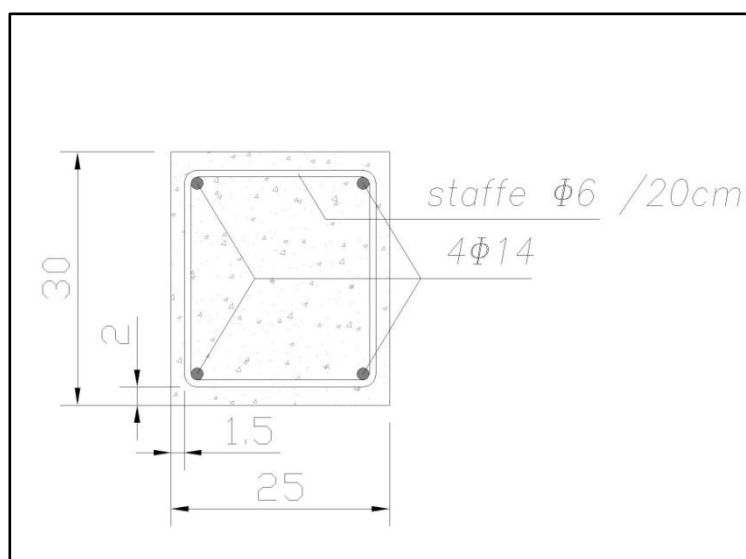


Figura 116 – dettaglio pilastro

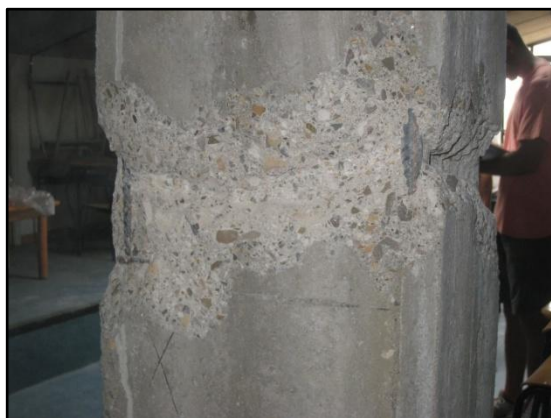


Figura 117 – P2-PIL19



Figura 118 – P2-S2

P2-PIL20

Pilastro su cui poggia la trave 21.

Geometria: sezione rettangolare 25x45 cm

Armatura: 4 ferri $\Phi 14$, staffe 2 $\Phi 6$ – passo 25 cm

Copriferro: 2 cm sul lato maggiore, 1,5 sul lato minore

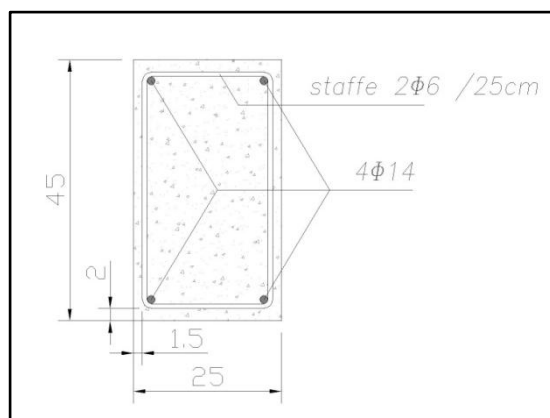


Figura 119 – dettaglio pilastro



Figura 120 – P2-PIL20

P2-S3

Copertura dell'edificio in lastre Predal prefabbricate.

Geometria: base 120 cm, altezza 21 cm (4 + 13 polistirolo + 4)

Travetti: base 14 cm

Armatura dei travetti: 2 ferri $\Phi 12$ (laterali) + 2 ferri $\Phi 6$ (centrali)

Staffe di collegamento trave-predal disposte ad un passo di 25 cm (verificato su P2TR21)

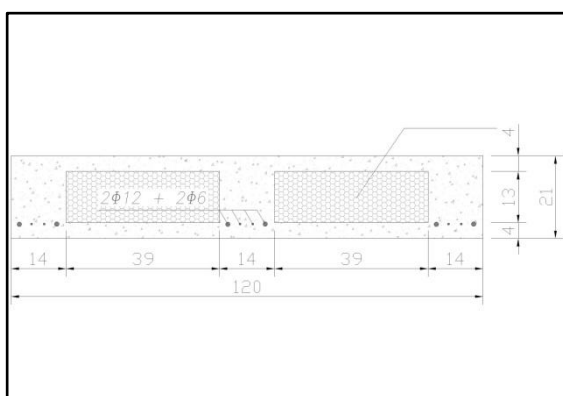


Figura 121 – dettaglio lastra predal



Figura 122 – P2-TR21 – collegamento predal

CAPITOLO 4

Livello di conoscenza

4.1 Parametri meccanici della muratura

I parametri meccanici e i relativi coefficienti correttivi sono stati attinti dalle tabelle C8A.2.1 e C8A.2.2 dell'appendice alle "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14.01.08 .

Queste tabelle permettono di determinare le caratteristiche meccaniche per diverse tipologie di muratura offrendo un intervallo di valori da scegliere in base al **Livello di Conoscenza (LC)** conseguito.

I valori riportati sono riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata. (Tab. 4 - 1)

Tipologia di muratura	fm	to	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 sbozzati, 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 squadrati	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 mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura < 40%)	500	24	3500	875	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	

Tab. 4 - 1- Caratteristiche meccaniche dei materiali elencati nelle NTC-2008

Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto ai suddetti elementi di valutazione, le caratteristiche meccaniche saranno ottenute, a partire dai valori della **Tab. 4 - 1**, applicando i coefficienti indicati nella **Tab. 4 - 2**, secondo le seguenti modalità:

malte di buone caratteristiche: si applica il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G).

giunti sottili (<10 mm): si applica il coefficiente, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G); nel caso della resistenza a taglio l'incremento percentuale da considerarsi è metà rispetto a quanto considerato per la resistenza a compressione; nel caso di murature in pietra naturale è opportuno verificare che la lavorazione sia curata sull'intero spessore del paramento;

presenza di ricorsi (o listature): si applica il coefficiente indicato in tabella ai soli parametri di resistenza (f_m e τ_0); tale coefficiente ha significato solo per alcune tipologie murarie, in quanto nelle altre non si riscontra tale tecnica costruttiva;

presenza di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti: si applica il coefficiente indicato in tabella ai soli parametri di resistenza (f_m e τ_0); tale coefficiente ha significato solo per le murature storiche, in quanto quelle più recenti sono realizzate con una specifica e ben definita tecnica costruttiva ed i valori in **Tab. 4 - 2** rappresentano già la possibile varietà di comportamento.

In presenza di murature consolidate, o nel caso che si debba valutare la sicurezza dell'edificio rinforzato, è possibile valutare le caratteristiche meccaniche per alcune tecniche di intervento, attraverso i coefficienti indicati in **Tab. 4 - 2**, secondo le seguenti modalità:

consolidamento con iniezioni di miscele leganti: si applica il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G); nel caso in cui la muratura originale fosse stata classificata con malta di buone caratteristiche, il suddetto coefficiente va applicato al valore di riferimento per malta di scadenti caratteristiche (ciò è dovuto al fatto che il risultato ottenibile attraverso questa tecnica di consolidamento è, in prima approssimazione, indipendente dalla qualità originaria della malta; in altre parole, nel caso di muratura con malta di buone caratteristiche, l'incremento di resistenza e rigidità è percentualmente inferiore);

consolidamento con intonaco armato: si applica il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G); per i parametri di partenza della muratura non consolidata non si applica il coefficiente relativo alla connessione trasversale, in quanto l'intonaco armato realizza, tra le altre, anche questa funzione. Nei casi in cui le connessioni trasversali non soddisfino tale condizione, il coefficiente moltiplicativo dell'intonaco armato deve essere diviso per il coefficiente relativo alla connessione trasversale riportato in tabella;

consolidamento con diatoni artificiali: in questo caso si applica il coefficiente indicato per le murature dotate di una buona connessione trasversale.

I valori sotto indicati per le murature consolidate sono da considerarsi come riferimento nel caso in cui non sia comprovata, con opportune indagini sperimentali, la reale efficacia dell'intervento e siano quindi misurati, con adeguato numero di prove, i valori da adottarsi nel calcolo.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10mm)	Ricorsi o listature	Conness. trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con parametro di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a nucleo interno	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

Tab. 4 - 2- Parametri migliorativi delle caratteristiche dei materiali

Il risultato finale è stato quello di considerare 3 diverse tipologie di muratura:

muratura in pietre a spacco di buona tessitura: è quella che identifica la muratura perimetrale della parte vecchia;



Figura 123

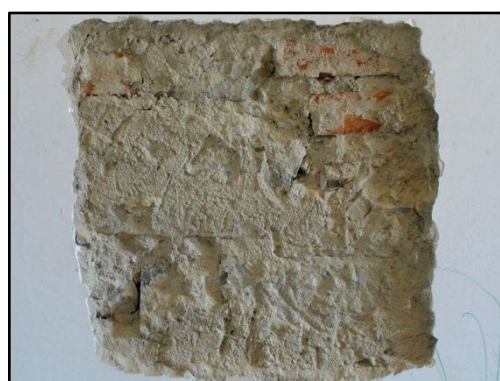


Figura 124

muratura in mattoni pieni e malta di calce: è quella che identifica la muratura interna della parte vecchia;



Figura 125

muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%): è quella che identifica la muratura della parte nuova. Successivamente riclassificata (vd. Capitolo 2) in muratura in blocchi di calcestruzzo (perc. foratura <45%).



Figura 126

Per il calcolo delle capacità degli elementi si utilizzano i valori medi dei materiali esistenti (ricavati dalle tabelle precedenti) divisi per il **Fattore di Confidenza** e per il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura γ_M , in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti secondo la **Tab. 4.5.II** fornita dalla NTC2008. In mancanza di dati accurati si assume per γ_M il valore più cautelativo pari a 3,0.

Per quanto riguarda il **Livelli di conoscenza (LC)**, definito in funzione della quantità e della qualità dei dati acquisiti, nelle NTC2008 vengono indicate tre categorie a cui corrispondono tre differenti **Fattori di Confidenza (FC)**.

LC1 (Conoscenza Limitata): si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi e indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali; corrisponde il fattore di confidenza **FC=1,35**

LC2 (Conoscenza Adeguata): si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi e indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali; corrisponde il fattore di confidenza **FC=1,2**

LC3 (Conoscenza Accurata): si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi e indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali; corrisponde il fattore di confidenza **FC=1**

Si precisa anche il senso di alcune locuzioni:

Verifiche in-situ limitate: sono basate su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo, generalmente, a rimozione dell'intonaco e saggi nella muratura che consentono di esaminare le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. I dettagli costruttivi possono essere valutati anche sulla base di una conoscenza appropriata delle tipologie dei solai e della muratura.

Verifiche in-situ estese ed esaustive: sono basate su rilievi di tipo visivo, effettuati ricorrendo, generalmente, a saggi nella muratura che consentano di esaminare

le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. L'esame dei dettagli costruttivi è opportuno sia esteso in modo sistematico all'intero edificio.

Indagini in-situ limitate: servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle normative vigenti in vigore all'epoca della costruzione, e per individuare la tipologia della muratura. Sono basate su esami visivi della superficie muraria. Tali esami visivi sono condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco di almeno 1m x 1m, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita, eseguita preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare anche l'ammorsamento tra le pareti murarie. È da valutare anche in maniera approssimata la compattezza della malta.

Indagini in-situ estese: le indagini di cui al punto precedente sono effettuate in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente. Prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta, e eventualmente di pietre e/o mattone consentono di individuare la tipologia della muratura. È opportuna una prova per ogni tipo di muratura presente. Metodi di prova non distruttivi possono essere impiegati a completamento delle prove richieste.

Indagini in-situ esaustive: servono per ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. In aggiunta alle verifiche visive, ai saggi interni ed alle prove di cui ai punti precedenti, si effettua una ulteriore serie di prove sperimentali che, per numero e qualità, siano tali da consentire di valutare le caratteristiche meccaniche della struttura. La misura delle caratteristiche meccaniche della muratura si ottiene mediante esecuzione di prove, in situ o in laboratorio. Metodi di prova non distruttivi possono essere impiegati in combinazione, ma non in completa sostituzione di quelli sopra descritti.

La normativa fornisce una tabella riassuntiva che definisce i requisiti necessari per l'appartenenza ai diversi livelli di conoscenza (**Tab. 4 - 3**).

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2			Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

Tab. 4 - 3 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile

In via preliminare si è deciso di considerare di aver raggiunto un livello di conoscenza il più cautelativo possibile, pari quindi a **LC1**, che comporta l'utilizzo di un **FC** pari a **1.35**. Successivamente, considerando che per quanto riguarda la muratura in mattoni pieni e la muratura in blocchi di calcestruzzo sono già state svolte indagini con il martinetto piatto, si è ipotizzato di aver raggiunto un livello di conoscenza **LC2**, che comporta l'utilizzo di un **FC** pari a **1.20**. Confrontando i risultati così ottenuti, si valuterà l'utilità di prevedere nuove prove di indagine per migliorare il livello di conoscenza della struttura inizialmente raggiunto (LC1).

Nella **Tab. 4 – 4** si riportano i valori definitivi utilizzati nelle verifiche.

Tipologia muraria	f_m (LC1/LC2) (N/cm ²)	f_d (LC1/LC2) (N/cm ²)	τ_0 (LC1/LC2) (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
Muratura in pietra a spacco con buona tessitura	260/320	64,20/88,89	5,6/6,5	1740	580	21
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240/320	59,26/88,89	6,0/7,6	1500	500	18
Muratura in blocchi di cls o argilla espansa (perc. forat. tra 45% e 65%)	150/175	37,04/48,61	9,5/11,0	1400	350	12
Muratura in blocchi di cls (perc. forat. <45%)	300/370	74,07/102,78	18,0/21,0	2960	690	14

Tab. 4 - 4 - Valori di progetto delle murature⁴

4.2. Parametri meccanici del calcestruzzo armato

LC1 (Conoscenza Limitata):

Geometria: la geometria della struttura è nota o in base ad un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso viene effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad una analisi lineare.

Dettagli costruttivi: i dettagli non sono disponibili da disegni costruttivi e sono ricavati sulla base di un progetto simulato eseguito secondo la pratica dell'epoca delle costruzione. E' richiesta una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire verifiche locali di resistenza.

Proprietà dei materiali: non sono disponibili informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, né da disegni costruttivi né da certificati di prova. Si adottano valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca convalidati da limitate prove in-situ sugli elementi più importanti.

⁴ Valori di riferimento: f_m = resistenza media a compressione della muratura, f_d = resistenza di progetto 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.

LC2 (Conoscenza Adeguata):

Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso un rilievo visivo a campione dovrà essere effettuato per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad una analisi lineare o non lineare.

Dettagli costruttivi: i dettagli sono noti da un'estesa verifica in-situ oppure parzialmente noti dai disegni costruttivi originali incompleti. In quest'ultimo caso è richiesta una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

Proprietà dei materiali: informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili o in base ai disegni costruttivi o da estese verifiche in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

LC3 (Conoscenza Accurata):

Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso un rilievo visivo a campione dovrà essere effettuato per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad una analisi lineare o non lineare.

Dettagli costruttivi: i dettagli sono noti da un'estesa verifica in-situ oppure noti dai disegni costruttivi originali. In quest'ultimo caso è richiesta una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

Proprietà dei materiali: informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili o in base ai disegni costruttivi o da estese verifiche in-situ. Nel primo caso dovranno anche essere eseguite limitate prove in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

Si precisa anche in questo caso il senso di alcune locuzioni:

Disegni originali di carpenteria: descrivono la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e permettono di individuare l'organismo resistente alle azioni orizzontali e verticali.

Disegni costruttivi o esecutivi: in aggiunta rispetto ai disegni originali, essi contengono la descrizione della qualità dei materiali, disposizione e dettagli costruttivi di tutte le armature, nonché le caratteristiche nominali dei materiali utilizzati.

Rilievo visivo: serve a controllare la corrispondenza tra l'effettiva geometria della struttura e i disegni originali di carpenteria disponibili. Comprende il rilievo a campione della geometria di alcuni elementi.

Progetto simulato: serve, in mancanza dei disegni costruttivi originali, a definire la quantità e la disposizione dell'armatura in tutti gli elementi con funzione strutturale o le caratteristiche dei collegamenti. È eseguito sulla base delle norme tecniche in vigore e della pratica costruttiva caratteristica all'epoca della costruzione.

Verifiche in-situ limitate: servono per verificare la corrispondenza tra le armature o le caratteristiche dei collegamenti effettivamente presenti e quelle riportate nei disegni costruttivi, oppure ottenute mediante il progetto simulato.

Verifiche in-situ estese: servono quando non sono disponibili i disegni costruttivi originali come alternativa al progetto simulato seguito da verifiche limitate, oppure quando i disegni costruttivi originali sono incompleti.

Verifiche in-situ esaustive: servono quando non sono disponibili i disegni costruttivi originali e si desidera un livello di conoscenza accurato (LC3).

Prove in-situ limitate: servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalle normative in vigore all'epoca della costruzione, o dalle

caratteristiche nominali riportate sui disegni costruttivi, o da certificati originali di prova.

Prove in-situ estese: servono per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, che dei certificati originali di prova, oppure quando i valori dalle prove limitate risultano inferiori a quelli riportati nei disegni o certificati originali.

Prove in-situ esaustive: servono per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, che dei certificati originali di prova, oppure quando i valori dalle prove limitate risultano inferiori a quelli riportati nei disegni o certificati originali, e si desidera un livello di conoscenza accurata (LC3).

La normativa fornisce una tabella riassuntiva delle prove opportune nei diversi casi (Tab. 4 - 5).

	Rilievo dei dettagli costruttivi ⁵	Prove sui materiali ⁶
Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro ...)		
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 2 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provino di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 3 campione di armatura per piano dell'edificio

Tab. 4 - 5

⁵ Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si tiene conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentono di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale.

⁶ Le prove sugli acciai sono finalizzati all'identificazione della classe dell'acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione. Ai fini del raggiungimento del numero di prove sull'acciaio necessario per il livello di conoscenza è opportuno tener conto dei diametri (nelle strutture in c.a.) di più diffuso impiego negli elementi principali con esclusione delle staffe.

La normativa fornisce una tabella riassuntiva che definisce i requisiti necessari per l'appartenenza ai diversi livelli di conoscenza (Tab. 4 - 6).

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Tab. 4 - 6

In via preliminare si è deciso di considerare di aver raggiunto un livello di conoscenza il più cautelativo possibile, pari quindi a **LC1**, che comporta l'utilizzo di un **FC** pari a **1.35**.

Nella Tab. 4 - 7 si riportano i valori definitivi utilizzati nelle verifiche.

	Acciaio		Calcestruzzo			Calcestruzzo			
	Tipo FeB44K		Blocco nuovo			Blocco vecchio			
	f_{yk}	430	N/mm^2	f_{cm}	28,8	N/mm^2	f_{cm}	14,3	N/mm^2
	FC	1,35		FC	1,35		FC	1,35	
Meccanismi duttili	f_{yd}	318,52	N/mm^2	f_{cd}	21,34	N/mm^2	f_{cd}	10,59	N/mm^2
	γ_s	1,15		γ_c	1,5		γ_c	1,5	
Meccanismi fragili	f_{yd}	276,97	N/mm^2	f_{cd}	14,22	N/mm^2	f_{cd}	7,06	N/mm^2
	E_s	200.000	N/mm^2	E_c	30.216	N/mm^2	E_c	24.492	N/mm^2

Tab. 4 - 7 - Valori di progetto del c.a.

CAPITOLO 5

Analisi dei carichi

5.1. Normativa di riferimento

Per il calcolo delle azioni e dei carichi agenti sulla struttura, è stato fatto riferimento ai Capitoli 3 del D.M. 14.01.2008 – “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” e della Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009 – “Nuova circolare delle norme tecniche per le costruzioni” che disciplinano la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle costruzioni al fine di garantire prestabiliti livelli di sicurezza nei riguardi della pubblica incolumità.

5.2. Determinazione dei pesi propri

Struttura Portante

Si assume il peso proprio del calcestruzzo armato e della muratura della struttura portante come da normativa:

muratura in pietra a spacco con buona tessitura	21 kN/m ³
muratura in mattoni pieni e malta di calce	18 kN/m ³
muratura in blocchi di argilla espansa	12 kN/m ³ / 14 kN/m ³
calcestruzzo armato	25 kN/m ³

Solai

Di seguito sono riportati solo i pesi dei materiali costituenti i vari solai, per ognuno dei quali l’analisi dei carichi è stata effettuata in modo dettagliato nel capitolo 7.

ELEMENTO		PESO	
calcestruzzo armato		25	kN/m ³
Pignatte		0,7	kN/m ²
tavelloni s=6 cm		0,3	kN/m ²
intonaco malta di calce	1 cm	2,0	kN/m ²
intonaco malta di gesso	1 cm	1,2	kN/m ²
pavimento grès / cotto	1 cm	2,0	kN/m ²
massetto per pavimento	1 cm	2,0	kN/m ²
manto di tegole marsigliesi		0,5	kN/m ²
impermeabilizzante		0,1	kN/m ²

Tab. 5 - 1- Pesi propri degli elementi costituenti i diversi solai

5.3. Carico da vento

Le azioni esercitate dal vento sulle costruzioni sono variabili nel tempo e producono effetti dinamici sulle strutture; tali effetti sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti.

Pressione del vento

La normativa prevede che tali azioni vengano valutate con l'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \quad (1)$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento;

c_e è il coefficiente di esposizione;

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);

c_d è il coefficiente dinamico

Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento (in N/m^2) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove:

v_b (m/s) è la velocità di riferimento del vento

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$

Velocità di riferimento

La velocità di riferimento v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

La normativa, in mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, fornisce la seguente espressione per la valutazione di v_b :

$$\begin{aligned} v_b &= v_{b,0} && \text{per } a_s \leq a_0 \\ v_b &= v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) && \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \end{aligned}$$

dove:

$v_{b,0}$, a_0 , k_a , sono parametri forniti dalla tabella seguente e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone di appartenenza del sito.

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Tab. 5 - 2 - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a

Nel caso in esame, essendo in Toscana, devono essere presi i parametri relativi alla zona3 e, risultando $a_s = 60$ m s.l.m. < $a_0=500$ m, verrà posto:

$$v_b = v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

Risulta quindi:

$$q_b = 456 \text{ N/m}^2$$

Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z=200$ m, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad z < z_{min}$$

dove:

c_t è il coefficiente di topografia posto generalmente pari a 1;

k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati nella tabella seguente in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione:

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0.17	0.01	2
II	0.19	0.05	4
III	0.20	0.10	5
IV	0.22	0.30	8
V	0.23	0.70	12

Tab. 5 - 3- Valori dei parametri k_r , z_0 , z_{min}

Per decidere la categoria di esposizione del sito si hanno a disposizione le seguenti figure e tabelle:

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Tab. 5 - 4- Classi di rugosità del terreno

ZONE 1,2,3,4,5						
	2 km	10 km	30 km	500m	750m	
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
 Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
 Categoria IV in zona 1

Tab. 5 - 5 - Definizione delle categorie di esposizione

La classe di rugosità è di tipo **B**. La categoria di esposizione del sito risulta quindi essere la **IV**. Dalla normativa vigente si osserva che, essendo l'altezza dell'edificio $z=9.0\text{m} > z_{\min}=8\text{m}$, il calcolo di c_e è fornito dall'espressione:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right]$$

con:

$$k_r = 0.22;$$

$$z_0 = 0.30 \text{ m};$$

$$z_{\min} = 8 \text{ m};$$

$$c_t = 1;$$

$$z = 9.0 \text{ m}.$$

Sostituendo i valori risulta:

$$c_e = 1.71$$

Coefficiente di forma (o aerodinamico)

Il coefficiente di forma c_p , per la valutazione della pressione esterna, vale +0.8 per gli elementi sopravento, cioè direttamente investite dal vento, con inclinazione sull'orizzontale $60^\circ \leq \alpha$; vale $+0.03\alpha - 1$ per gli elementi sopravento con inclinazione sull'orizzontale $20^\circ < \alpha < 60^\circ$; vale -0.4 per gli elementi sopravento con inclinazione sull'orizzontale $0^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ$ e per elementi sottovento, cioè non direttamente investiti dal vento o investiti da vento radente, come indicato in figura seguente ripresa dalla

Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009 - Istruzioni per l'applicazione delle N.T.C gennaio 2008.

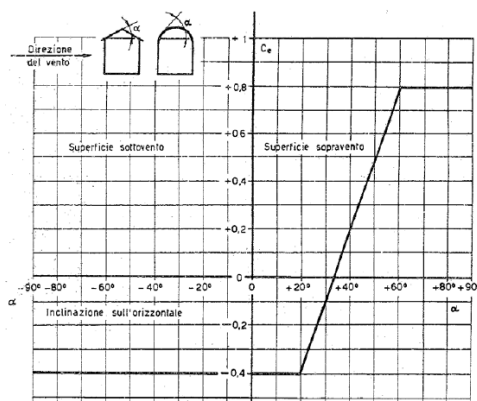


Figura 92 - Valori assunti da c_{pe} al variare di α

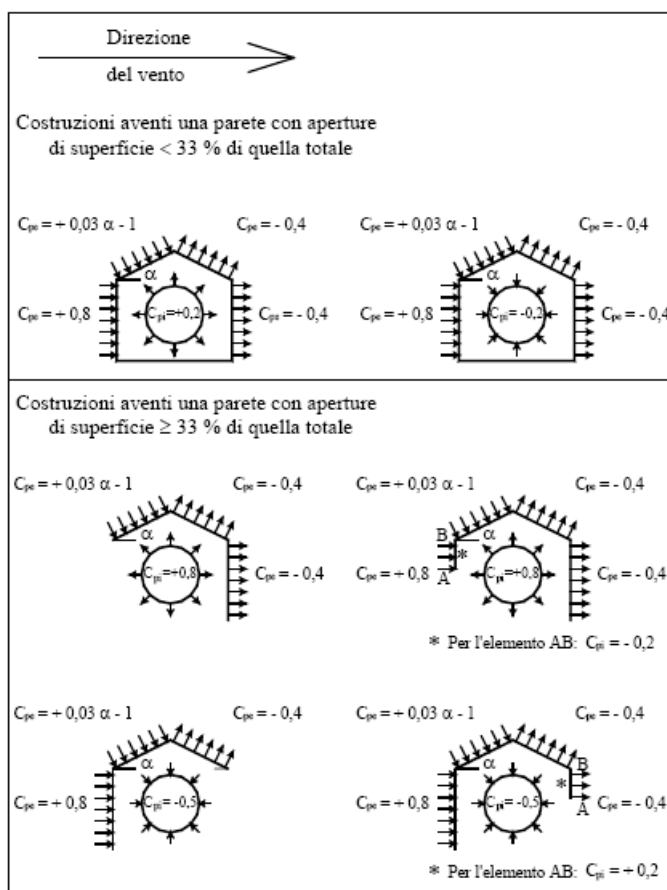


Figura 93 - Coefficienti di forma per gli edifici

Per quanto riguarda la pressione interna si ipotizza che la costruzione sia stagna e quindi che la pressione interna sia nulla.

Coefficiente dinamico

Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica delle struttura.

Esso viene assunto cautelativamente pari a 1.

Sostituendo i valori trovati nella (1), la pressione del vento risulta la seguente:

$$p(c_{pe} = +0.8) \cong 624 \text{ N/m}^2$$

$$p(c_{pe} = -0.4) \cong -312 \text{ N/m}^2$$

L'azione del vento in direzione longitudinale all'edificio provoca un effetto di trascinamento della copertura. L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_b \cdot c_e \cdot c_f$$

dove:

q_b e c_e sono le grandezze viste in precedenza

c_f è il coefficiente di attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente, che viene assunto pari a 0.01 per le pareti di superficie liscia, e pari a 0.02 per le pareti di superficie scabra.

Si ottiene:

$$p_f \cong 7.80 \text{ N/m}^2 \text{ (per le pareti lisce)}$$

$$p_f \cong 15.60 \text{ N/m}^2 \text{ (per le pareti scabre)}$$

5.4. Carico da neve

Per la valutazione del carico da neve si fa riferimento al D.M. 14.01.2008 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni. Si ritiene opportuno non compiere approfondite indagini statistiche, ma di accettare il valore della normativa al quale corrispondono periodi di ritorno di circa 50 anni. Tale normativa prevede che il carico da neve sia valutato secondo la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

q_s è il carico della neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], fornito di seguito per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

Tale carico agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Valore caratteristico del carico neve al suolo

Per il calcolo del carico della neve al suolo bisogna considerare le condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. Il comune di Prato ricade in **zona II** ed è posto ad un'altezza s.l.m. di circa 60 metri. Ricordando che questa formula è applicabile per quote inferiori ai 200 metri il carico neve al suolo risulta:

$$q_{sk} = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi topografia sono forniti dalla normativa.

Se non diversamente indicato, si assumerà $C_E=1$.

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura.

Nel caso in esame può essere assunto $C_t=1$.

Coefficiente di forma per le coperture

In generale verranno usati i coefficienti di forma per il carico neve contenuti nel presente paragrafo, dove vengono indicati i relativi valori nominali essendo α , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0.8	$0.8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0.0

Tab. 5 - 6 – coefficiente di forma μ_1

La copertura dell'edificio ha un'inclinazione sempre inferiore a 30° (circa 15° nella zona di ingresso della parte vecchia e circa 20° nel resto dell'edificio) quindi, facendo riferimento alle indicazioni della precedente tabella, si determina il valore $\mu_1=0.8$.

Per il caso di neve depositata in assenza di vento si deve considerare la condizione denominata *Caso I*, mentre per il caso di neve depositata in presenza di vento si deve considerare la peggiore tra le condizioni denominate *Caso II* e *Caso III* (vedi Fig. 126).

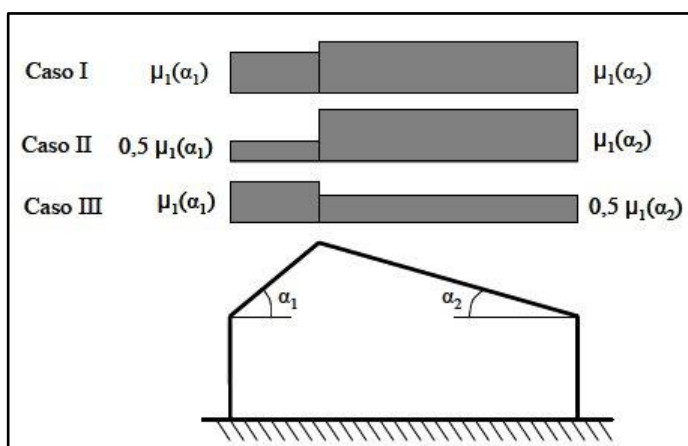


Figura 127

In base alle relazioni seguenti:

$$\mu_1 = 0.8, \quad 0.5\mu_1 = 0.4$$

si ricavano, per ogni copertura, i valori dei coefficienti di forma, e quindi il valore caratteristico del carico da neve.

Per il *Caso I*, essendo $\alpha_1 \cong \alpha_2 \cong \bar{\alpha}$, si ottiene il valore:

$$q_s = 0.8 \cdot 1.00 \cdot 1 \cdot 1 = \mathbf{0.80 \text{ kN/m}^2}$$

Per il *Caso II* e *Caso III* (identici essendo $\alpha_1 = \alpha_2$), si ottengono i valori:

$$q_{s1} = 0.8 \cdot 1.00 \cdot 1 \cdot 1 = \mathbf{0.80 \text{ kN/m}^2}; \quad q_{s2} = 0.5 \cdot 0.8 \cdot 1.00 \cdot 1 \cdot 1 = \mathbf{0.40 \text{ kN/m}^2}$$

5.5. Sovraccarichi Variabili

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione ‘uso dell’opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da: carichi verticali uniformemente distribuiti (q_k), carichi verticali concentrati (Q_k), carichi orizzontali lineari (H_k).

Le entità di tali azioni sono assunti in base alle direttive presenti nel D.M. 14.01.2008 - Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni e sono riportati nella **Tab. 5 – 7**.

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
C	Ambienti suscettibili di affollamento:			
	Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni , sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
H	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola Manutenzione	0,50	0,50	0,50
	Cat. H2 Coperture praticabili	secondo categoria di appartenenza		

Tab. 5 - 7- Valori dei carichi d’esercizio per le diverse categorie di edifici

5.6. Azione sismica

Per definire le azioni sismiche di progetto è necessario determinare la “pericolosità sismica di base” del sito su cui sorge la costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale e con ordinate, dello spettro di risposta elastico, in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R . In base alle NTC 2008 le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

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.

Stati Limite

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli **Stati Limite di Esercizio** sono:

Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parti delle apparecchiature.

Gli **Stati Limite Ultimi** sono:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella:

Stati limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati Limite di Esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati Limite Ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tab. 5 – 8 – Probabilità di superamento P_{vr} al variare dello stato limite considerato

Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto 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 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
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 $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tab. 5 – 9 – Categorie di sottosuolo

Ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. Da osservazioni accurate e dall'esperienza di persone del luogo è stato stabilito di essere in presenza di un terreno di categoria "D".

Condizioni topografiche

In presenza di configurazioni superficiali semplici si può adottare la classificazione fornita dalla normativa (Tab. 5 – 10); nel caso in esame la categoria topografica scelta è la "T₁".

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento
T ₁	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T ₂	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T ₃	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ < i < 30^\circ$
T ₄	Rilievi con larghezza in cresta molto minore

Tab. 5 - 10 – Tabella delle categorie topografiche e relativi coefficienti di amplificazione

Il moto sismico in superficie e sul piano di fondazione

L'azione sismica è rappresentata con 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

Sulla base di apposite analisi di risposta sismica locale si può poi passare dai valori in superficie ai valori sui piani di riferimento; in assenza di tali analisi l'azione in superficie può essere assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale. In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

Spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Qualche che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T \leq T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

nelle quali:

T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

con S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 5 - 1, Tab. 5 - 12).

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T_1	-	1,0
T_2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T_3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T_4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tab. 5 - 11 – Tabella delle categorie topografiche e relativi coefficienti di amplificazione

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tab. 5 - 12 – Tabella delle categorie topografiche e relativi coefficienti di amplificazione

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55$$

dove ξ , espresso in percentuale, è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

dove T_C^* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale fornito dalla NTC 2008 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (**Tab. 5 - 12**);

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = T_C/3$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4.0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$$

CAPITOLO 6

Verifica statica ai carichi non sismici

6.1. Normativa di riferimento

Le normative vigenti per le verifiche degli edifici nei confronti delle azioni verticali sono le “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008 e la circolare esplicativa del 2 febbraio 2009. Per quanto concerne le verifiche sulle murature nelle N.T.C. si fa riferimento anche a normative di “comprovata validità” pertanto si è fatto uso anche di quanto indicato nel D.M. 20 novembre 1987.

Le verifiche sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite.

6.2. Principi fondamentali

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di **stati limite ultimi (SLU)**: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di **stati limite di esercizio (SLE)**: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- robustezza nei confronti di azioni eccezionali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e viene definito “collasso strutturale”.

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile. Nel primo caso il danno o la deformazione, reversibili, cessano non appena

cessa la causa che ha portato al superamento dello stato limite. Nel secondo caso si manifestano danneggiamenti irreversibili, nella struttura e nella stessa costruzione, o deformazioni permanenti inaccettabili e si identifica tale stato limite come Stato Limite di Danno (SLD).

Per le *opere esistenti* la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU eseguendo le verifiche rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana SLV o, in alternativa, alla condizione di collasso SLC (§ 8.3 N.T.C. 2008).

6.3. Resistenza di progetto

La normativa prevede che la resistenza di calcolo f_d sia valutata mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_m}{FC} \quad \text{per i meccanismi duttili}$$

$$f_d = \frac{f_m}{\gamma_m \cdot FC} \quad \text{per i meccanismi fragili}$$

in cui :

- f_m è la resistenza media del materiale considerato
- FC è il fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza raggiunto (§4.1)
- γ_m è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione del materiale considerato, comprensivo delle incertezze di modello e di geometria che per gli edifici nuovi è funzione delle classi di esecuzione e della categoria di appartenenza degli elementi.

6.4. Azioni sulle costruzioni

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

In funzione della variazione di intensità nel tempo possono essere classificate in:

- Permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione d'intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo;
- Variabili (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi tra loro nel tempo;

- Eccezionali (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;

Si definisce valore caratteristico Q_k di un'azione variabile il valore corrispondente ad un frattile pari al 95% della popolazione dei massimi, in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile stessa.

Nella definizione delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili della combinazione, con Q_{k1} l'azione variabile dominante e Q_{k2}, Q_{k3}, \dots le azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante.

Le azioni variabili Q_{kj} devono essere combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} , ψ_{2j} , i cui valori sono forniti in **Tab. 6 - 1** per edifici civili e industriali correnti.

Con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente $\psi_{2j} Q_{kj}$: la media della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore frequente $\psi_{1j} Q_{kj}$: il valore corrispondente al frattile 95% della distribuzione temporale delle intensità e cioè che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento;
- valore raro (o di combinazione) $\psi_{0j} Q_{kj}$: il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azione variabili.

6.4.1 Combinazione delle azioni

Come già detto nel § 6.2 le verifiche sulle costruzioni esistenti possono essere eseguite con riferimento ai soli SLU.

Per la verifica agli stati limite ultimi vengono adottate le seguenti combinazioni di carico fondamentali dove il simbolo “+” ha significato di “combinato con”.

$$F_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso industriale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini ed ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 KN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 KN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tab. 6 - 1 – Valori dei coefficienti di combinazione

6.4.2. Azioni nelle verifiche agli SLU

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni di carico.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

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

La Tab. 6 - 2 , fornisce i valori dei coefficienti parziali di sicurezza per le azioni da assumere per le verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_f relativi alle azioni riportati nella colonna EQU delle tabelle sopra citate.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Nell'approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella Combinazione 1 dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_f riportati nella colonna A1 della tabella sopra citata. Nella Combinazione 2 dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti γ_f riportati nella colonna A2.

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R); in tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_f riportati nella colonna A1.

		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	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Tab. 6 - 2 – Coefficienti parziali delle azioni agli stati limite

Nella **Tab. 6 - 2** il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_{Q1} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Per la verifica agli stati limite ultimi si useranno i coefficienti relativi alla combinazione 1 dell'approccio 1 e quindi quelli appartenenti alla colonna A1 della **Tab. 6 - 2**.

Per quanto riguarda le verifiche agli stati limite ultimi sulle murature, la NTC2008 rimanda a normative di comprovata validità. Pertanto, facendo riferimento al D.M. 20.11.1987 - "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli

elementi in muratura e per il loro consolidamento", devono essere impiegate le seguenti combinazioni di carico fondamentali:

Combinazione A: azione base, carichi variabili:

$$F_d = 1.5 \cdot G_k + 1.5 \cdot (\phi \cdot Q_k + 0.75 \cdot W_k)$$

Combinazione B: azione base, vento:

$$F_d = 1.5 \cdot G_k + 1.5 \cdot (W_k + 0.60 \cdot Q_{ki})$$

Combinazione C: azione base, vento, senza carichi variabili:

$$F_d = G_k + 1.5 \cdot W_k$$

Indicando con:

G_k : carichi permanenti;

Q_k : carichi variabili;

W_k : forza orizzontale dovuta al vento;

ϕ : coefficiente di combinazione per i carichi variabili, che assume i valori seguenti:

$\phi = 1$ per le coperture ed i primi due solai più caricati;

$\phi = 0.9, 0.8, 0.5$ per i solai successivi.

Le verifiche ai carichi verticali devono essere condotte impiegando la più sfavorevole delle combinazioni A e B, mentre per le verifiche alle forze orizzontali deve essere impiegata anche la combinazione C.

CAPITOLO 7

Analisi e verifica dei solai ai carichi non sismici

7.1. Analisi dello stato attuale

Nella prima fase di studio della struttura descritta nei capitoli precedenti sono state identificate n° 6 tipologie di solaio di piano e n° 3 tipologie di solaio di copertura che vengono qui riprese ed analizzate in dettaglio sia da un punto di vista geometrico che dei carichi. La nomenclatura utilizzata fa riferimento alle piante riportate di seguito. Le verifiche sono state inizialmente eseguite in via cautelativa come se tutti i solai fossero tra loro indipendenti andando quindi a studiare il caso più semplice, ma anche più sfavorevole, della trave su due appoggi. Questo tipo di approccio è stato condizionato dal fatto che in fase di verifiche in situ si è andato a campionare unicamente le armature in mezzera del solaio e quindi non è disponibile nessuna informazione sulla quantità delle armature presenti agli appoggi. Ci si riserva comunque indagini più approfondite o considerazioni aggiuntive per i casi che non risultano verificati da questa prima fase di verifica.

Parte vecchia			Parte nuova		
Piano	verifica	tipo	piano	verifica	tipo
Piano terra	PT-S3A	SOLAIO 1	Piano terra	PT-S18A	SOLAIO 4
Piano terra	PT-S16AC	SOLAIO 2	Piano primo	P1-S33A	SOLAIO 5
Piano terra	PT-S5A	SOLAIO 3			
Piano primo	P1-S46BF	SOLAIO 6			

Tab. 7 – 1 – Nomenclatura dei solai di piano

Parte vecchia			Parte nuova		
Piano	Verifica	tipo	piano	verifica	tipo
Piano primo	P1-S46BF	SOLAIO 7	Piano sottotetto	P2-S3	SOLAIO 9
Piano primo	P1-S29L/2	SOLAIO 8			

Tab. 7 – 2 – Nomenclatura dei solai di copertura

7.1.1. Solai di piano

➤ SOLAIO 1 - SOLAIO 2

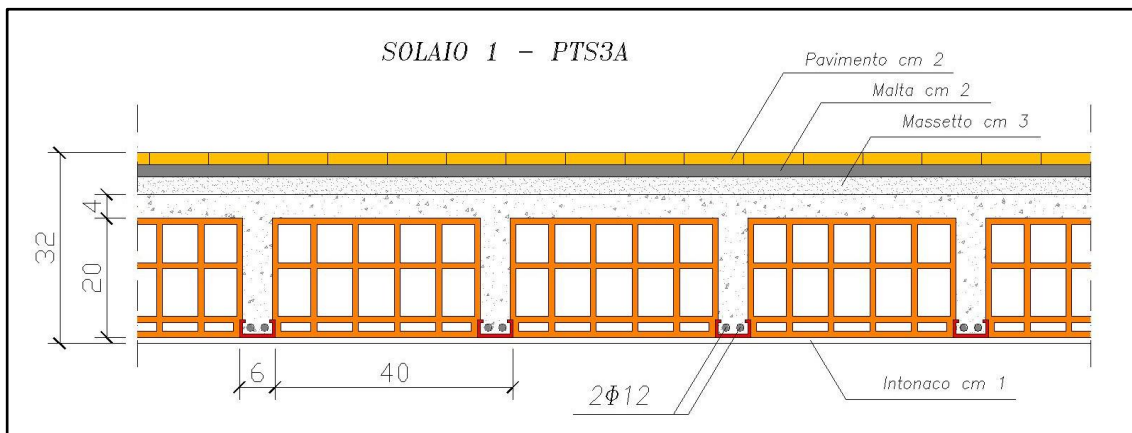


Figura 128 - dettaglio solaio 1

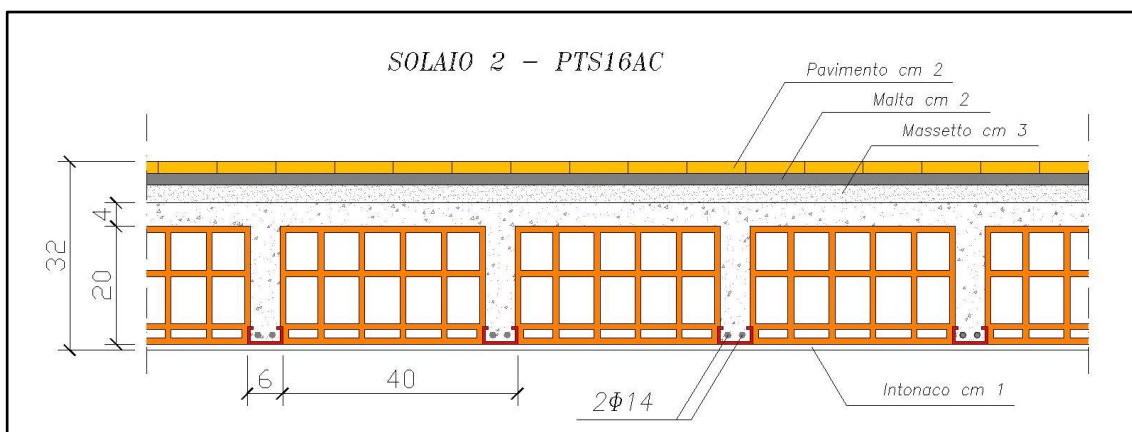


Figura 129 - dettaglio solaio 2

- CARICHI PERMANENTI

Peso proprio solaio:

- Travetto di calcestruzzo gettato in opera:

peso proprio = 25 kN/m^3

base $b = 6 \text{ cm}$; spessore $s = 20 \text{ cm}$

interasse = 40 cm

n° travetti /m = 2.5

$25 \times 0.06 \times 0.20 \times 2.5 = 0.75 \text{ kN/m}^2 +$

- **Soletta di calcestruzzo:**peso proprio = 25 kN/m³

spessore s = 4 cm

$25 \times 0.04 = 1.00 \text{ kN/m}^2 +$

- **Pignatte:**

peso proprio = 0.083 kN/pezzo

n° pezzi /m² = 7.7

$0.083 \times 7.7 = 0.64 \text{ kN/m}^2 =$

 $G_{k1} = 2.39 \text{ kN/m}^2$

Peso permanente portato:- **Intonaco:**peso proprio = 20 kN/m³

spessore s = 1 cm

$20 \times 0.01 = 0.20 \text{ kN/m}^2 +$

- **Massetto:**peso proprio = 20 kN/m³

spessore s = 3 cm

$20 \times 0.03 = 0.60 \text{ kN/m}^2 +$

- **Malta di allettamento:**peso proprio = 20 kN/m³

spessore s = 2 cm

$20 \times 0.02 = 0.40 \text{ kN/m}^2 +$

- **Pavimento:**peso proprio = 20 kN/m³

spessore s = 2 cm

$20 \times 0.02 = 0.40 \text{ kN/m}^2 +$

- **Incidenza tramezzi (dove presenti):**

$1.20 \text{ kN/m}^2 =$

 $G_{k2} = 1.60 \text{ kN/m}^2 (2.80 \text{ kN/m}^2)$

- **CARICHI VARIABILI**

Categoria C1 – scuola

$Q_k = 3.00 \text{ kN/m}^2$

Descrizione	Luce di calcolo [m]	n. travetti/m	Carico Permanente G _k		Carico Variabile Q _k	
			[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m]
Solaio 1	6,20	2,5	3,99	1,60	3,00	1,20
Solaio 2	5,30	2,5	3,99	1,60	3,00	1,20

Tab. 7 – 3 – Condizione di carico solaio 1 e solaio 2

➤ SOLAIO 3

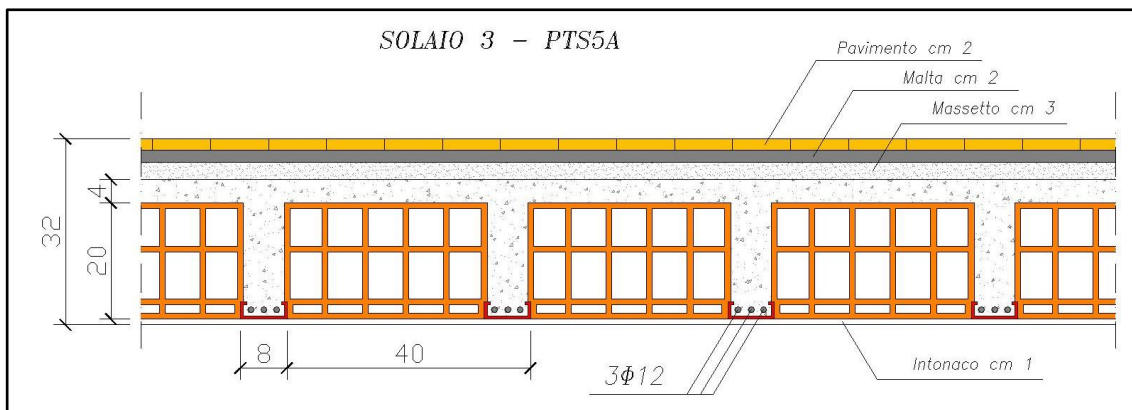


Figura 134 - dettaglio solaio 3

- **CARICHI PERMANENTI**

Peso proprio solaio:

- **Travetto di calcestruzzo gettato in opera:**

peso proprio = 25 kN/m^3

base $b = 8 \text{ cm}$; spessore $s = 20 \text{ cm}$

interasse = 40 cm

n° travetti /m = 2.5

$25 \times 0.08 \times 0.20 \times 2.5 = 1.00 \text{ kN/m}^2 +$

- **Soletta di calcestruzzo:**

peso proprio = 25 kN/m^3

spessore $s = 4 \text{ cm}$

$25 \times 0.04 = 1.00 \text{ kN/m}^2 +$

- **Pignatte:**

peso proprio = 0.083 kN/pezzo

n° pezzi /m² = 7.7

$0.083 \times 7.7 = 0.64 \text{ kN/m}^2 =$

$G_{k1} = 2.64 \text{ kN/m}^2$

Peso permanente portato:

- **Intonaco:**

peso proprio = 20 kN/m^3

spessore $s = 1 \text{ cm}$

$20 \times 0.01 = 0.20 \text{ kN/m}^2 +$

- **Massetto:**

peso proprio = 20 kN/m^3

spessore $s = 3 \text{ cm}$

$20 \times 0.03 = 0.60 \text{ kN/m}^2 +$

- **Malta di allettamento:**

peso proprio = 20 kN/m³

spessore s = 2 cm

$$20 \times 0.02 = 0.40 \text{ kN/m}^2 +$$

- **Pavimento:**

peso proprio = 20 kN/m³

spessore s = 2 cm

$$20 \times 0.02 = 0.40 \text{ kN/m}^2 +$$

- **Incidenza tramezzi (dove presenti):**

$$1.20 \text{ kN/m}^2 =$$

$$G_{k2} = 1.60 \text{ kN/m}^2 \text{ (2.80 kN/m}^2\text{)}$$

- **CARICHI VARIABILI**

Categoria C1 – scuola

$$Q_k = 3.00 \text{ kN/m}^2$$

Descrizione	Luce di calcolo [m]	n. travetti/m	Carico Permanente G _k		Carico Variabile Q _k	
			[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m]
Solaio 3	6,00	2,5	4,24	1,70	3,00	1,20
Solaio 3*	6,00	2,5	5,44	2,18	3,00	1,20

Tab. 7 – 4 – Condizione di carico solaio 3 e solaio 3*

Verifica agli Stati Limite Ultimi (solaio 3)

- Combinazione di carico (NTC 2008):

$$q_{SLU} = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_K = 1.3 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_K = 4.01 \text{ kN/m}$$

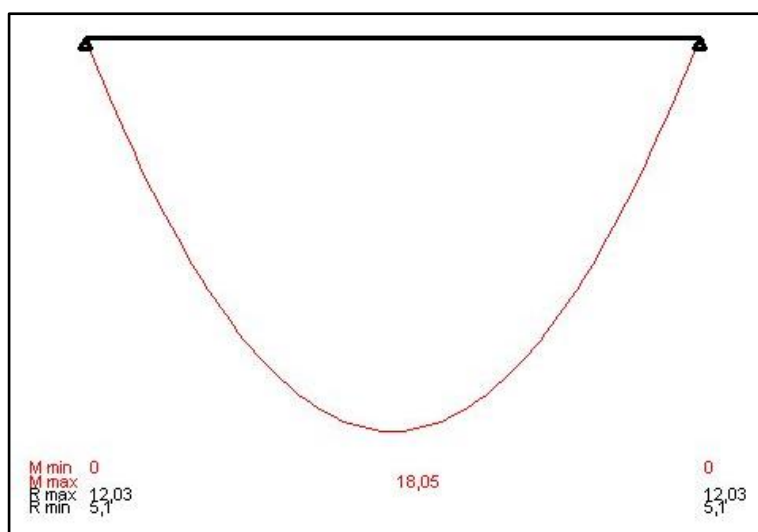


Figura 135 – Diagramma momento flettente solaio 3

Verifica agli Stati Limite Ultimi (solaio 3*)

- Combinazione di carico (NTC 2008):

$$q_{SLU} = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = 1.3 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k = 4.63 \text{ kN/m}$$

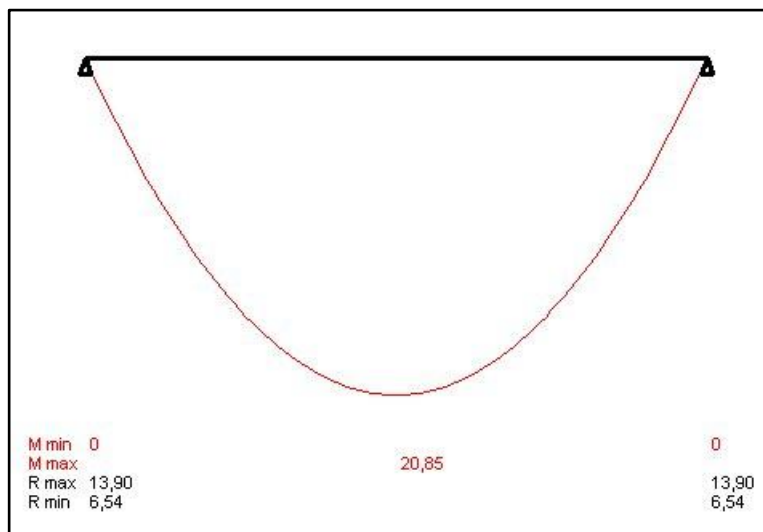


Figura 136 – Diagramma momento flettente solaio 3*

Titolo: Solaio3-PTS5A

N° figure elementari: 2 Zoom N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	4
2	8	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,39	23

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	20,85	13,9	kNm
M _{yEd}	0	0	

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

Materiali
FeB44K es fm=14,3
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 318,5 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 10,59
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,593 ‰ σ_{c,adm} 2,25
 σ_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0,2
 τ_{c1} 0,9714

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcoli:
 M_{xRd} 23,42 kNm
 σ_c -10,59 N/mm²
 σ_s 318,5 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 22,09 ‰
 d 23 cm
 x 3,145 x/d 0,1368
 δ 0,7

Sezione C.A.
 File

 Metodo di calcolo: S.L.U.+
 Tipo flessione: Retta
 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Figura 137 – Momento resistente solaio 3 e solaio 3*

➤ SOLAIO 4 – SOLAIO 5

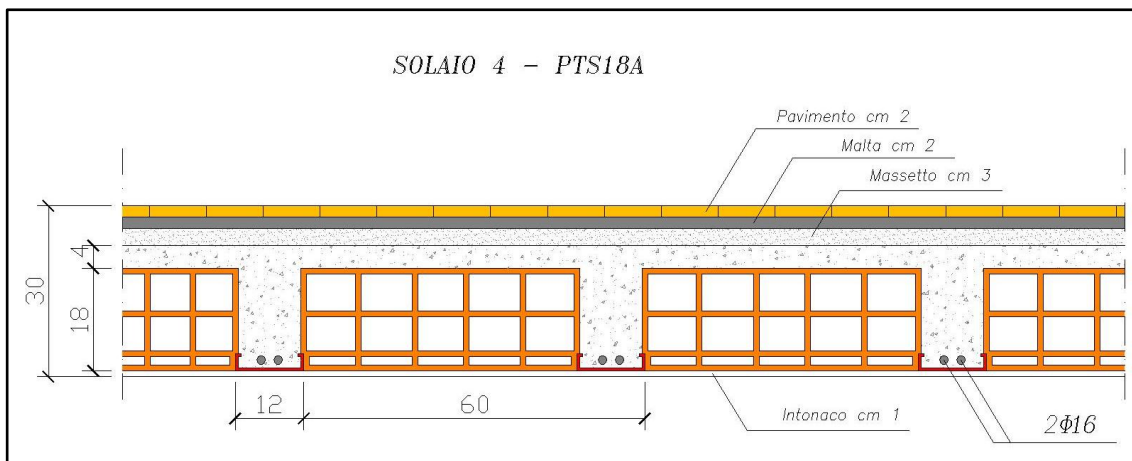


Figura 138 - dettaglio solaio 4

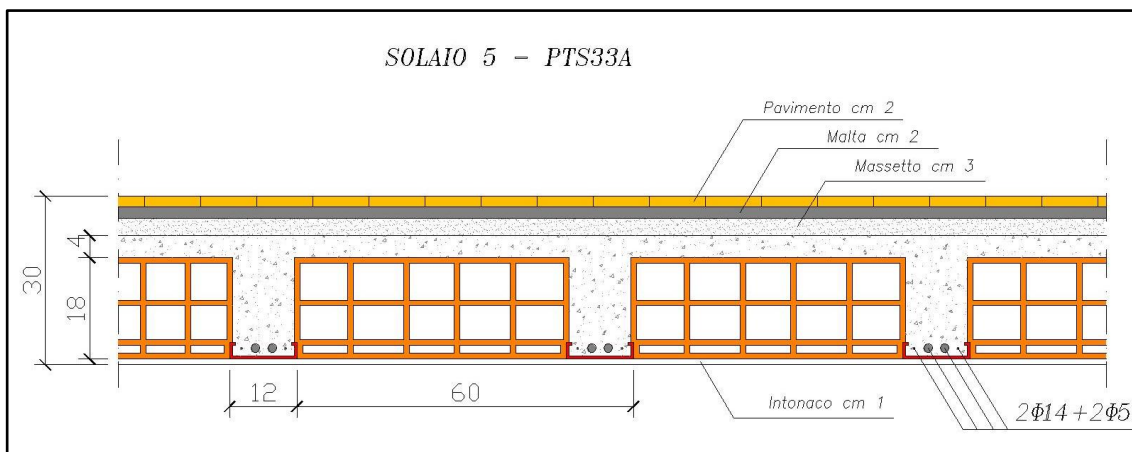


Figura 139 - dettaglio solaio 5

- **CARICHI PERMANENTI**

Peso proprio solaio:

- **Travetto di calcestruzzo gettato in opera:**

peso proprio = 25 kN/m^3

base $b = 12 \text{ cm}$; spessore $s = 18 \text{ cm}$

interasse = 60 cm

n° travetti / m = 1.6

$25 \times 0.12 \times 0.18 \times 1.7 = 0.86 \text{ kN/m}^2 +$

- **Soletta di calcestruzzo:**

peso proprio = 25 kN/m^3

spessore $s = 4 \text{ cm}$

$25 \times 0.04 = 1.00 \text{ kN/m}^2 +$

- **Pignatte:**

peso proprio = 0.106 kN/pezzo

n° pezzi /m² = 6.1

$$0.106 \times 6.1 = 0.65 \text{ kN/m}^2 =$$

$$G_{k1} = 2.51 \text{ kN/m}^2$$

Peso permanente portato:- **Intonaco:**peso proprio = 20 kN/m³

spessore s = 1 cm

$$20 \times 0.01 = 0.20 \text{ kN/m}^2 +$$

- **Massetto:**peso proprio = 20 kN/m³

spessore s = 3 cm

$$20 \times 0.03 = 0.60 \text{ kN/m}^2 +$$

- **Malta di allettamento:**peso proprio = 20 kN/m³

spessore s = 2 cm

$$20 \times 0.02 = 0.40 \text{ kN/m}^2 +$$

- **Pavimento:**peso proprio = 20 kN/m³

spessore s = 2 cm

$$20 \times 0.02 = 0.40 \text{ kN/m}^2 +$$

- **Incidenza tramezzi (dove presenti):**

$$1.20 \text{ kN/m}^2 =$$

$$G_{k2} = 1.60 \text{ kN/m}^2 \text{ (2.80 kN/m}^2\text{)}$$

- **CARICHI VARIABILI**

Categoria C1 – scuola

$$Q_k = 3.00 \text{ kN/m}^2$$

Descrizione	Luce di calcolo [m]	n. travetti/m	Carico Permanente G _k		Carico Variabile Q _k	
			[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m]
Solaio 4	7,00	1,67	4,11	2,47	3,00	1,80
Solaio 4*	3,20	1,67	5,31	3,20	3,00	1,80
Solaio 5	7,00	1,67	4,11	2,47	3,00	1,80

Tab. 7 – 5 – Condizione di carico solaio 4, solaio 4* e solaio 5

Verifica agli Stati Limite Ultimi (solaio 4)

- Combinazione di carico (NTC 2008):

$$q_{SLU} = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = 1.3 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k = 5.91 \text{ kN/m}$$

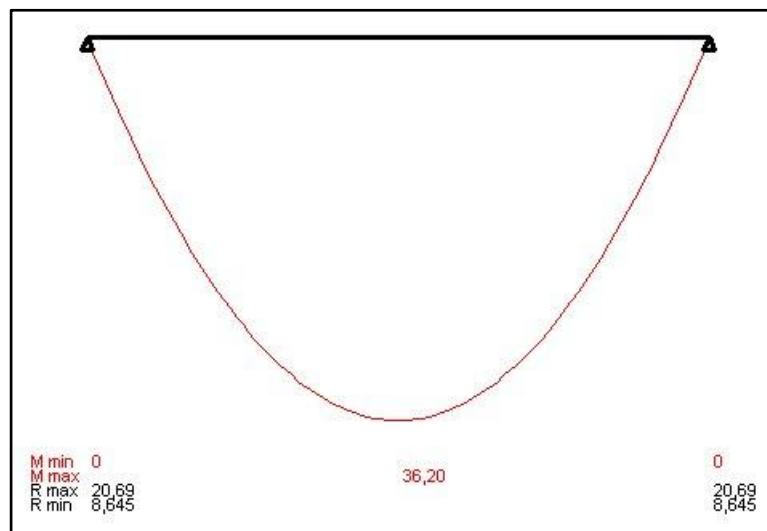


Figura 140 – Diagramma momento flettente solaio 4

Verifica agli Stati Limite Ultimi (solaio 4*)

- Combinazione di carico (NTC 2008):

$$q_{SLU} = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = 1.3 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k = 6.86 \text{ kN/m}$$

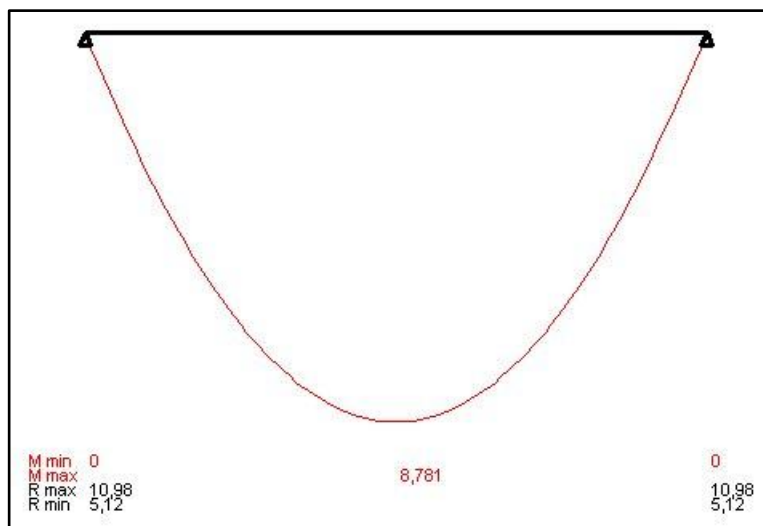


Figura 141 – Diagramma momento flettente solaio 4*

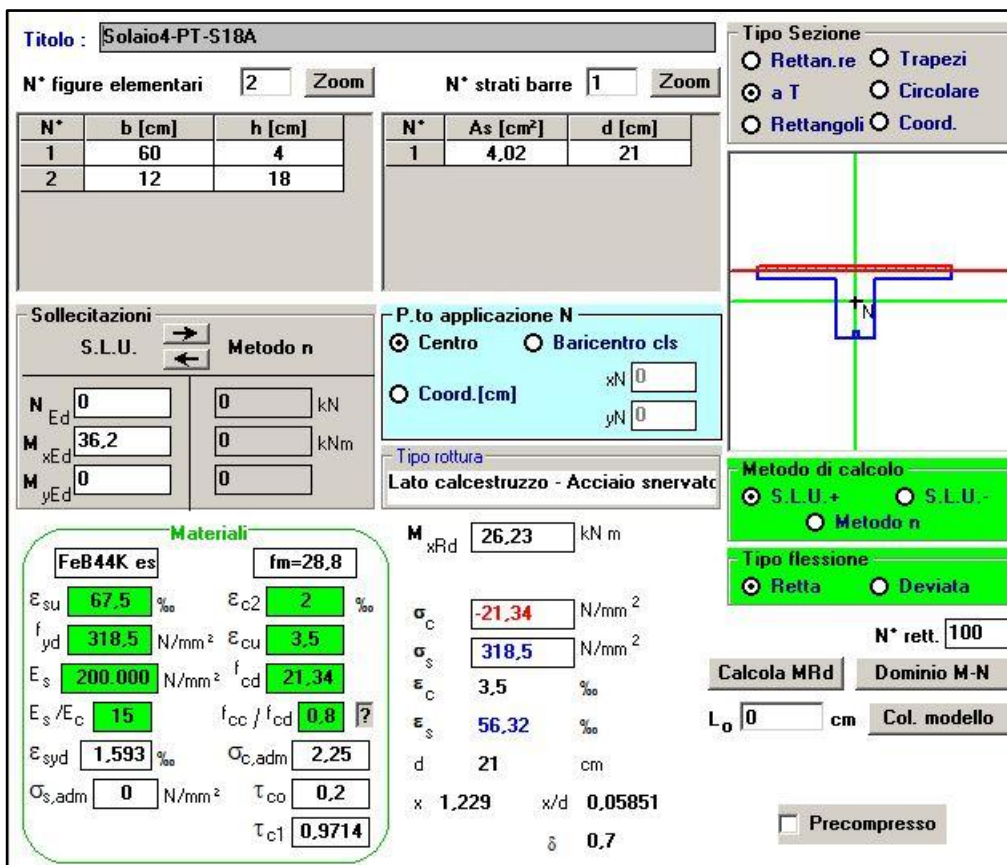


Figura 142 – Momento resistente solaio 4 e solaio 4*

Verifica agli Stati Limite Ultimi (solaio 5)

- Combinazione di carico (NTC 2008):

$$q_{SLU} = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_K = 1.3 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_K = 5.91 \text{ kN/m}$$

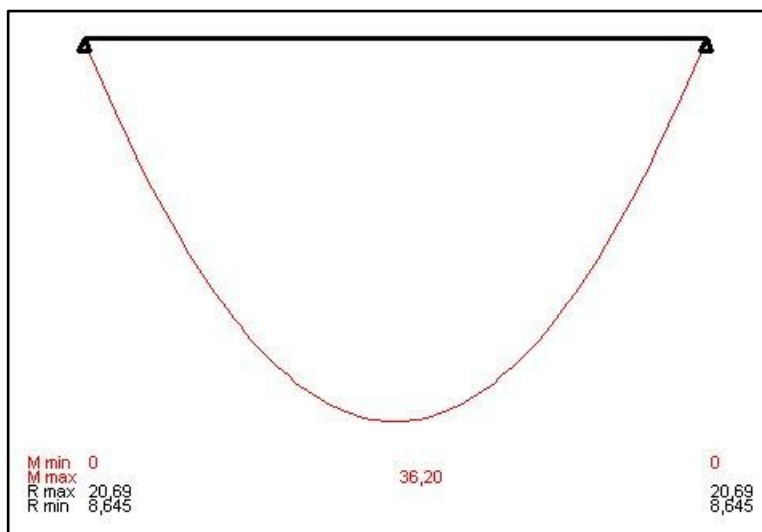


Figura 143 – Diagramma momento flettente solaio 5

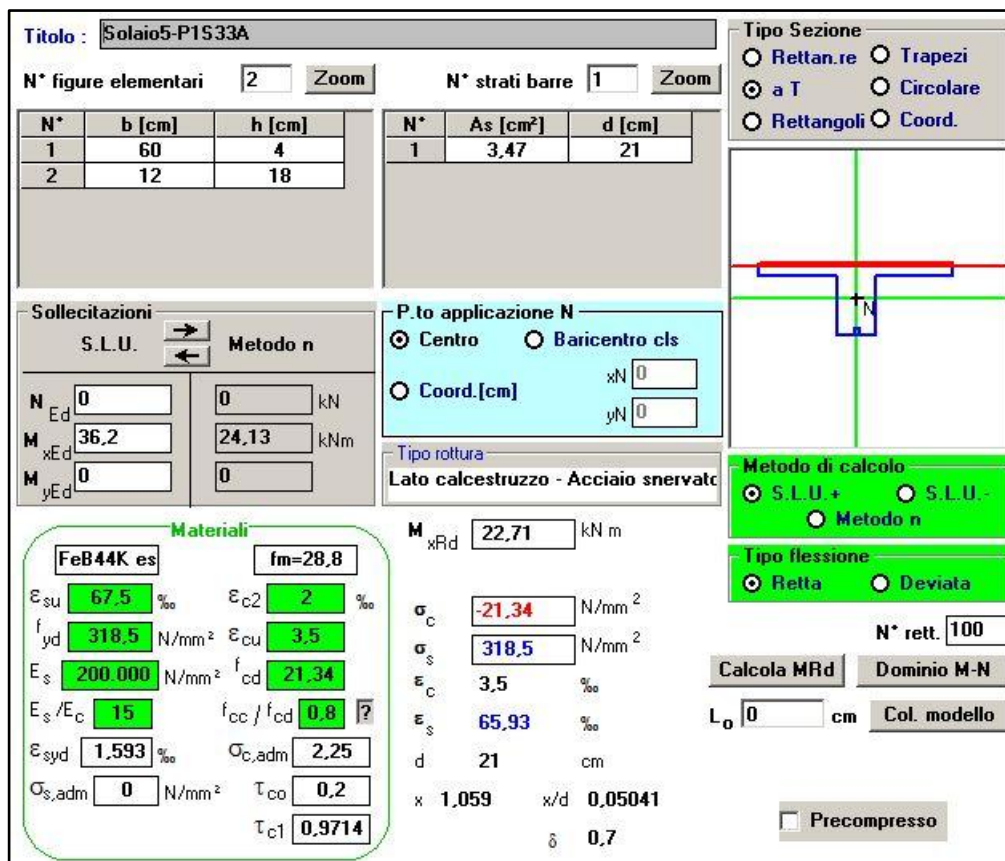


Figura 144 – Momento resistente solaio 5

➤ SOLAIO 6

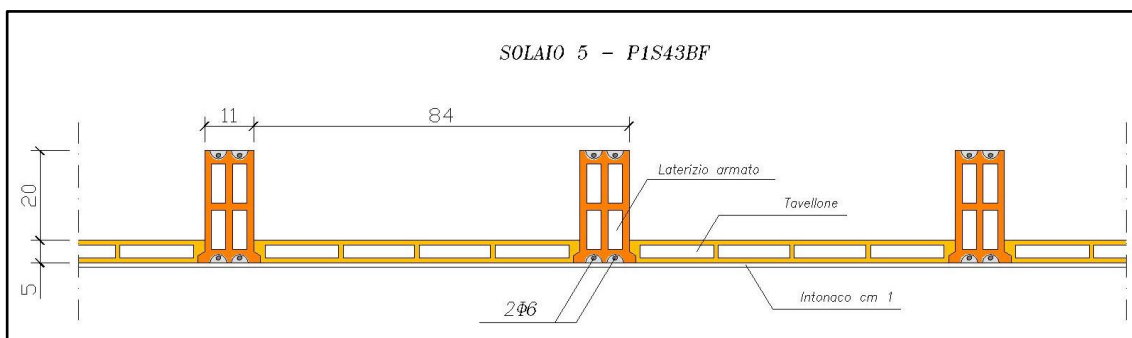


Figura 145 - dettaglio solaio 6

Questa tipologia di solaio è presente nel piano primo relativo alla parte vecchia e corrisponde al n° 6; è caratterizzato dalla presenza di travetti in laterizio armati e da file di tavelloni accostati. Questo sistema autoportante, denominato comunemente solaio SAP è stato adottato da diverse ditte che, a seconda del proprio laterizio, hanno creato un apposito brevetto di utilizzo. Essendo ormai in disuso come tipologia costruttiva, si è

fatto riferimento al catalogo della ditta RDB di Piacenza che già alla fine degli anni '20 inviava i suoi prodotti al Laboratorio Provinciale Materiali Da Costruzione della Regia Scuola d'Ingegneria di Milano col fine di effettuare prove sperimentali per una maggiore conoscenza delle caratteristiche del materiale laterizio di sua produzione.

Nella scuola oggetto di studio i solai di questa tipologia risalgono agli anni '70 quindi si è ritenuto il materiale della RDB affine con quello in esame.

- CARICHI PERMANENTI

Peso proprio solaio:

- *Travetto in laterizio armato:*

peso proprio = 18 kN/m^3

base $b = 11 \text{ cm}$; spessore $s = 25 \text{ cm}$

interasse = 84 cm

n° travetti /m = 1.2

$$18 \times 0.11 \times 0.25 \times 1.2 = 0.60 \text{ kN/m}^2 +$$

- *Tavellone:*

peso proprio = 0.052 kN/pezzo

n° pezzi /m² = 5.7

$$0.052 \times 5.7 = 0.30 \text{ kN/m}^2 =$$

$$\mathbf{G_{k1} = 0.90 \text{ kN/m}^2}$$

Peso permanente portato:

- *Intonaco:*

peso proprio = 20 kN/m^3

spessore $s = 1 \text{ cm}$

$$20 \times 0.01 = 0.20 \text{ kN/m}^2 =$$

$$\mathbf{G_{k2} = 0.20 \text{ kN/m}^2}$$

- CARICHI VARIABILI

Categoria H1 – sottotetto accessibile per sola manutenzione $Q_k = 0.50 \text{ kN/m}^2$

Descrizione	Luce di calcolo [m]	n. travetti/m	Carico Permanente G_k		Carico Variabile Q_k	
			[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m]
Solaio 6	6,00	1,20	1,10	0,92	0,50	0,42

Tab. 7 – 6 – Condizione di carico solaio 6

Verifica solaio 6

Per determinare le caratteristiche di sollecitazione è stato considerato uno schema statico di trave su due appoggi per massimizzare il momento positivo in campata.

Nella valutazione del carico “q” agente uniformemente sul solaio non sono stati considerati i coefficienti amplificativi dei carichi agli stati limite ultimi poiché le verifiche sono condotte con controllo sul massimo momento di servizio M_{SER} ottenuto riducendo il momento resistente M_{RES} con un coefficiente di sicurezza pari a K_r .

Le azioni sollecitanti fanno quindi riferimento alla corrispondente combinazione “rara” senza amplificazione dei carichi ($\gamma_g = \gamma_q = 1$).

- Combinazione di carico SLE rara (NTC 2008):

$$q_{SLU} = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = 1 \cdot G_k + 1 \cdot Q_k = 1.34 \text{ kN/m}$$

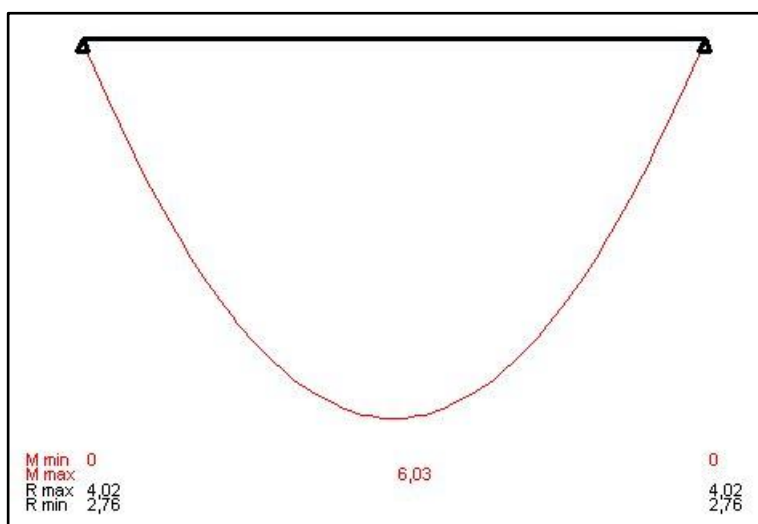


Figura 146 – Diagramma momento flettente solaio 6

Per questo tipo di solaio non esistono attualmente metodi di verifica agli Stati Limite Ultimi di comprovata validità tuttavia esistono altre verifiche a rottura basate su formule sperimentali proposte dalla A.N.D.I.L. laterizi su esperienze condotte negli anni '50 dai ricercatori Danusso e Lauletta (“Ricerche sperimentali su strutture in laterizio”, atti del congresso A.N.D.I.L. 1959).

Il momento teorico di rottura si calcola con la formula sperimentale:

$$M_{ROT} = \sigma_{fs} \cdot A_f \cdot \left[\frac{7}{6} \cdot h - \frac{A_f \cdot \sigma_{fs}}{b \cdot (\sigma_{cr} - 6)} \right]$$

dove:

- b = larghezza striscia di solaio considerata, nel nostro caso pari all'interasse dei travetti;
- σ_{cr} = compressione media di rottura, prudenzialmente presa pari a 25 N/mm^2 ;
- A_f = armatura longitudinale per striscia considerata; dal rilievo effettuato sono risultati presenti $4\Phi 6$ per ogni travetto;
- σ_{fs} = tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio che è stato scelto costituito da barre lisce FeB32K, pari a 320 N/mm^2 ;
- h = altezza utile laterizio armato, pari a 25 mm.

Quindi:

$$M_{ROT} = 10.47 \text{ kNm}$$

Secondo le norme C.N.R. si ha che il massimo momento di servizio M_{SER} , da utilizzare nelle verifiche, si ottiene dividendo per il coefficiente di sicurezza $K_r = 2.3$ il massimo momento di rottura M_{ROT} :

$$M_{SER} = \frac{M_{ROT}}{2.3} = 4.55 \text{ kNm}$$

7.1.2. Solai di copertura

➤ SOLAIO 7

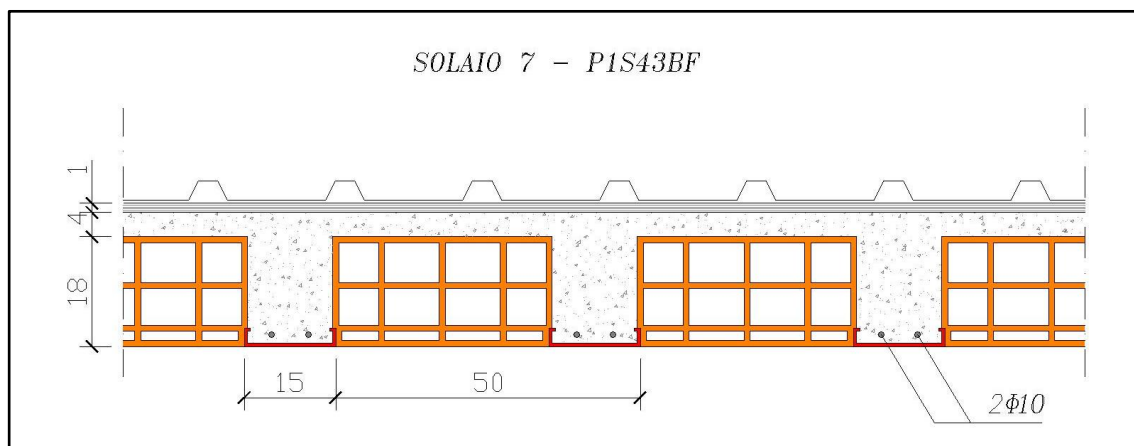


Figura 147 – Dettaglio solaio 7

- CARICHI PERMANENTI**Peso proprio solaio:****- Travetto di calcestruzzo gettato in opera:**peso proprio = 25 kN/m³

base b = 15 cm; spessore s = 18 cm

interasse = 50 cm

n° travetti /m = 2.0

$$25 \times 0.15 \times 0.18 \times 2.0 = 1.35 \text{ kN/m}^2 +$$

- Soletta di calcestruzzo:peso proprio = 25 kN/m³

spessore s = 4 cm

$$25 \times 0.04 = 1.00 \text{ kN/m}^2 +$$

- Pignatte:

peso proprio = 0.093 kN/pezzo

n° pezzi /m² = 7.7

$$0.093 \times 7.7 = 0.72 \text{ kN/m}^2 =$$

$$\mathbf{G_{k1} = 2.07 \text{ kN/m}^2}$$

Peso permanente portato:**- Isolante di copertura:**peso proprio = 10 kN/m³

spessore s = 1 cm

$$10 \times 0.01 = 0.10 \text{ kN/m}^2 +$$

- Copertura in tegole marsigliesi:

peso proprio = 0.027 kN/pezzo

n° pezzi/m² = 14

$$0.027 \times 14 = 0.39 \text{ kN/m}^2 +$$

$$\mathbf{G_{k2} = 0.49 \text{ kN/m}^2}$$

- CARICHI VARIABILI**Carico da neve**

$$\mathbf{Q_k = 0.80 \text{ kN/m}^2}$$

Descrizione	Luce di calcolo [m]	n. travetti/m	Carico Permanente G _k		Carico Variabile Q _k	
			[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m]
Solaio 7	6,00	2,00	2,56	1,28	0,80	0,40

Tab. 7 – 7 – Condizione di carico solaio 7

➤ SOLAIO 8

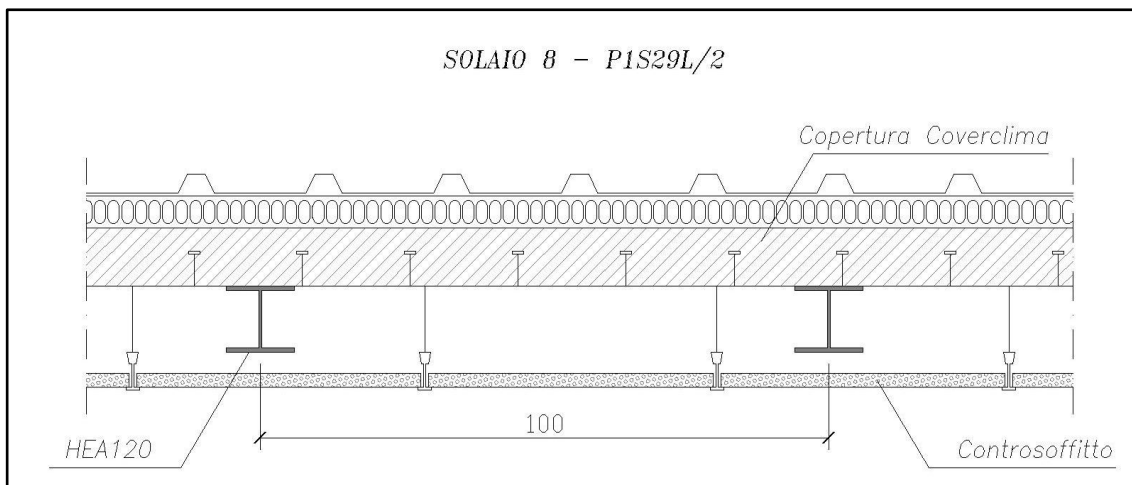


Figura 150 - Dettaglio solaio 8

Questo solaio si trova nelle due aule di laboratorio presenti al primo piano della parte vecchia ed è stato realizzato nel 2008 in seguito alla sostituzione della vecchia copertura con parziale sopraelevazione di tratti murari, come risulta da certificato di collaudo in possesso. Il pacchetto di solaio è costituito da multistrato ventilato tipo “Coverclima” con elemento portante costituito da lamiera nervata in acciaio e completato da manto tipo “Coverib”. La nuova copertura è sostenuta da longarine metalliche HEA 120 disposte ad interasse di 1,00 m ed inserite nel cordolo in c.a. collocato a coronamento delle murature.

- **CARICHI PERMANENTI**

Peso proprio solaio:

- **HEA120:**

peso proprio = 0.20 kN/m

interasse = 1.00 m

$$0.2 \times 1 = 0.20 \text{ kN/m}^2 +$$

- **Manto di copertura:**

peso proprio = 0.199 kN/m²

$$0.20 \text{ kN/m}^2 =$$

$$\mathbf{G_{k1} = 0.40 \text{ kN/m}^2}$$

Peso permanente portato:- **Controsoffitto:**

$$\text{peso proprio} = 0.20 \text{ kN/m}^2 \qquad 0.20 \text{ kN/m}^2 =$$

$$G_{k2} = 0.20 \text{ kN/m}^2$$

- **CARICHI VARIABILI****Carico da neve**

$$Q_k = 0.80 \text{ kN/m}^2$$

Descrizione	Luce di calcolo [m]	n. travetti/m	Carico Permanente		Carico Variabile	
			G _k		Q _k	
			[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m]
Solaio 8	6,20	1,00	0,60	0,60	0,80	0,80

Tab. 7 – 8 – Condizione di carico solaio 8

Verifica agli Stati Limite Ultimi (solaio 8):

- Combinazione di carico (NTC 2008):

$$q_{SLU} = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = 1.3 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k = 1.98 \text{ kN/m}$$

Ricordando che l'inclinazione della falda è di circa 20° si ottengono le seguenti componenti del carico agenti in copertura:

$$q_y = q \sin \alpha = 0.68 \text{ kN/m}$$

$$q_z = q \cos \alpha = 1.86 \text{ kN/m}$$

- Classificazione della sezione:

In primo luogo si esegue la classificazione della sezione in acciaio secondo quanto prevedono le NTC 2008 e l' EC3 ossia:

classe 1 quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_q \geq 3$;

classe 2 quando la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_q \geq 1,5$;

classe 3 quando nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico;

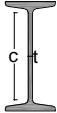
classe 4 quando, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una sezione efficace.

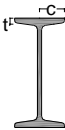
Le sezioni di classe 1 e 2 si definiscono *compatte*, quelle di classe 3 *moderatamente snelle* e quelle di classe 4 *snelle*.

Seguendo le indicazioni del §4.2.3.1 delle NTC è stato possibile determinare la classe della sezione trasversale della longarina; in particolare sono state utilizzate le tab. 4.2.I e 4.2.II delle suddette norme calcolando, per prima cosa, il valore di ε con la formula:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 1$$

e, successivamente, confrontando il rapporto c/t con i limiti proporzionali ad ε esposti nelle tabelle e rappresentativi, ognuno, di una classe specifica.

Anima soggetta a flessione:		$c/t = 19.6 \quad c/t \leq 72\varepsilon \quad \Rightarrow \quad \text{Classe 1}$
-----------------------------	---	---

Piattabanda soggetta a compressione:		$c/t = 7.5 \quad c/t \leq 9\varepsilon \quad \Rightarrow \quad \text{Classe 1}$
--------------------------------------	---	---

- Resistenza della membratura:

In generale, la resistenza di calcolo delle membrature R_d si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

dove:

R_k è il valore caratteristico della resistenza della membratura, determinata dai valori caratteristici di resistenza dei materiali f_{yk} e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione.

γ_M è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato; in questo caso, essendo una sezione di classe 1, si assume il valore: $\gamma_{M0} = 1.05$.

- Verifica a flessione biassiale:

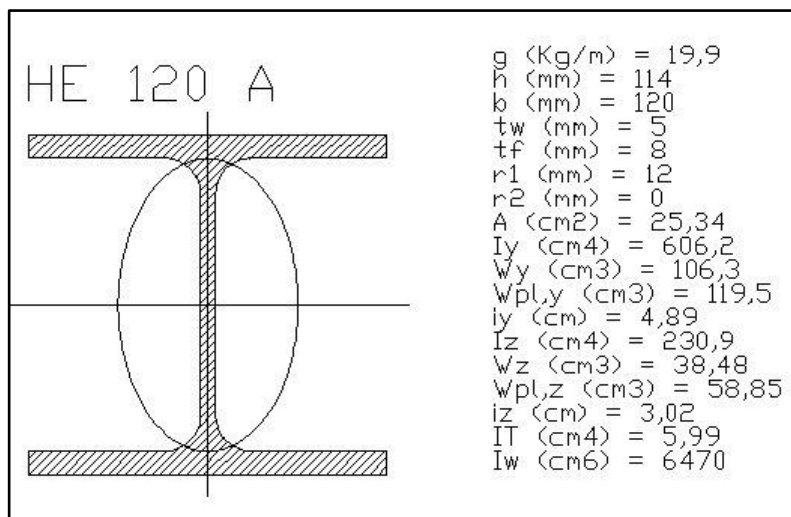


Figura 151 - Caratteristiche profilo HEA120

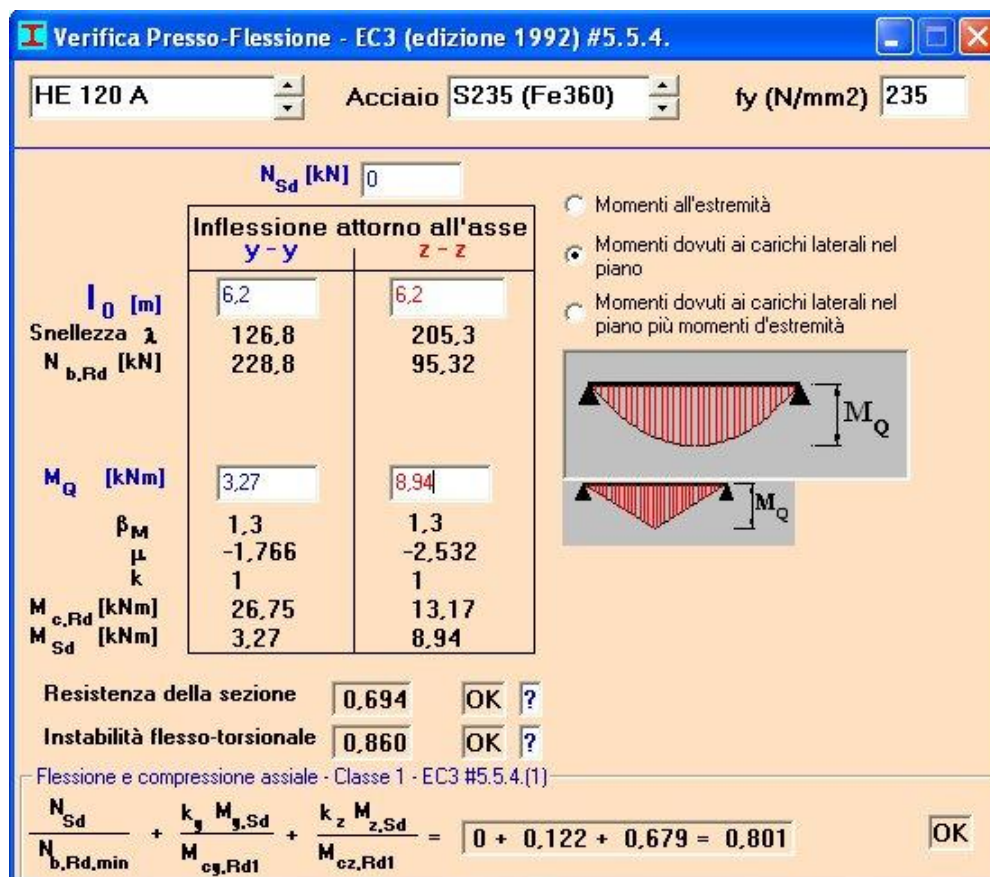


Figura 152 - Verifica a flessione biassiale

➤ SOLAIO 9

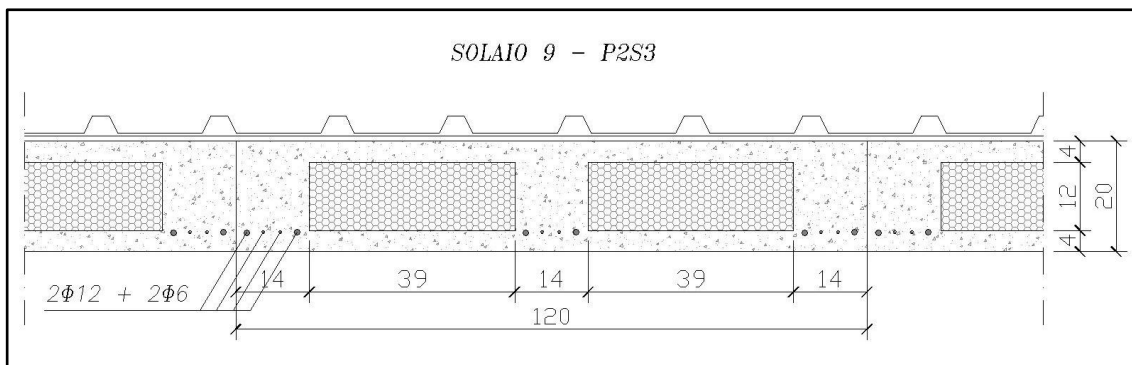


Figura 153 – Dettaglio solaio 9

- **CARICHI PERMANENTI**

Peso proprio solaio:

- *Lastra tipo BAUSTA:*

peso proprio = 3.00 kN/m² 3.00 kN/m² =

G_{k1} = 3.00 kN/m²

Peso permanente portato:

- *Isolante:*

peso proprio = 0.10 kN/m² 0.10 kN/m² +

- *Manto di copertura:*

peso al pezzo = 0.027 kN/pezzo

n° pezzi/m² = 14

0.027 x 14 = 0.38 kN/m² =

G_{k2} = 0.48 kN/m²

- **CARICHI VARIABILI**

Carico da neve

Q_k = 0.80 kN/m²

Descrizione	Luce di calcolo [m]	n. travetti/m	Carico Permanente G _k		Carico Variabile Q _k	
			[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m]
Solaio 9	8,20	0,83	3,48	4,18	0,80	0,96

Tab. 7 – 9 – Condizione di carico solaio 9

Verifica agli Stati Limite Ultimi (solaio 9)

- Combinazione di carico (NTC 2008):

$$q_{SLU} = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = 1.3 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k = 6.87 \text{ kN/m}$$

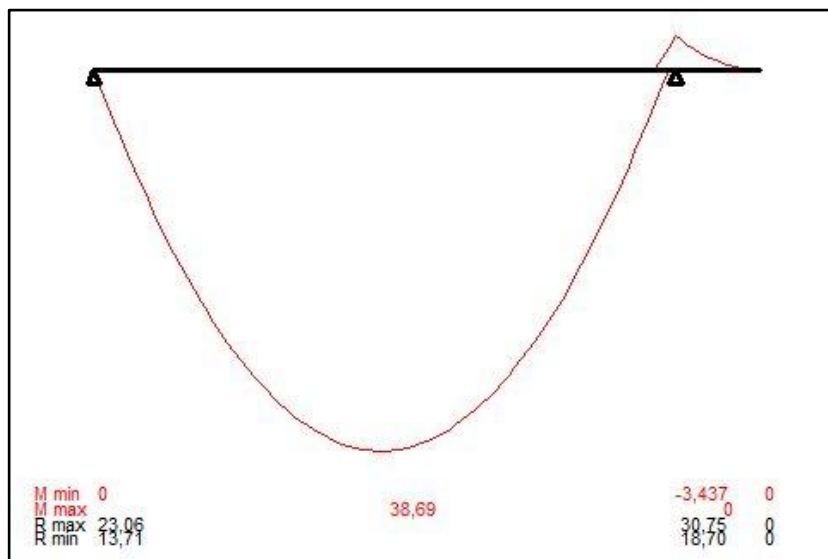


Figura 154 – Diagramma momento flettente solaio 9

Titolo: Solaio 9 - P253

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	120	20	1	8,479999	18

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 38,69 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: FeB44K es fm=28,8

ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	318,5 N/mm²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	200.000 N/mm²	f _{cd}	21,34 N/mm²
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,593 ‰	σ _{c,adm}	2,25 N/mm²
σ _{s,adm}	0 N/mm²	τ _{co}	0,2
		τ _{c1}	0,9714

M_{xRd}: 47,15 kNm

σ_c: -21,34 N/mm²
σ_s: 318,5 N/mm²
ε_c: 3,5 ‰
ε_s: 45,03 ‰
d: 18 cm
x: 1,298 x/d: 0,07212
δ: 0,7

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Sezione C.A.: File

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 155 – Momento resistente solaio 9

7.2. Risultati delle verifiche e considerazioni aggiuntive

Nelle Tab. 7 – 10, Tab. 7 - 11 e Tab. 7 - 12 si riassumono i risultati ottenuti per i diversi solai di piano e di copertura presenti:

n° Solaio	Luce di calcolo l [m]	Carico di calcolo q _{SLU} [kN/m]	Momento sollecitante M _{sd} [kN·m]	Momento resistente M _{rd} [kN·m]	M _{sd} /M _{rd}	VERIFICA M _{sd} /M _{rd} <1
1	6,20	3,88	18,64	15,93	1,17	NO
2	5,30	3,88	13,62	21,39	0,64	SI
3	6,00	4,01	18,05	23,42	0,77	SI
3*	6,00	4,63	20,85	23,42	0,89	SI
4	7,00	5,91	36,20	26,23	1,38	NO
4*	3,20	6,86	8,78	26,23	0,33	SI
5	7,00	5,91	36,20	22,71	1,59	NO
6	6,00	1,34*	6,03	4,55	1,33	NO

Tab. 7 – 10 – Riepilogo dei risultati delle verifiche sui solai di piano

(* combinazione di carico SLE-rara)

n° Solaio	Luce di calcolo l [m]	Carico di calcolo q _{SLU} [kN/m]	Momento sollecitante M _{sd} [kN·m]	Momento resistente M _{rd} [kN·m]	M _{sd} /M _{rd}	VERIFICA M _{sd} /M _{rd} <1
7	6,00	2,26	10,19	10,26	0,98	SI
9	7,80	6,87	38,69	47,15	0,82	SI

Tab. 7 – 11 – Riepilogo dei risultati delle verifiche sui solai di copertura

n° Solaio	Luce di calcolo l [m]	Carico di calcolo q _{SLU} [kN/m]	Momento sollecitante		Momento resistente		M _{sd} /M _{rd}	VERIFICA M _{sd} /M _{rd} <1
			M _{sd y-y} [kN·m]	M _{sd z-z} [kN·m]	M _{rd y-y} [kN·m]	M _{rd z-z} [kN·m]		
8	6,20	1,98	3,27	8,94	26,75	13,17	0,80	SI

Tab. 7 – 12 – Riepilogo dei risultati delle verifiche sui solai di copertura**

(** verifica a flessione biassiale)

Come si vede dai risultati riportati in tabella, alcuni solai presenti all'interno della scuola non risultano verificati in prima analisi rispetto alla vigente normativa.

Per questi casi si è deciso di svolgere un'ulteriore analisi al fine di determinare il livello di sicurezza da attribuire a questi solai sulla base delle considerazioni ed ipotesi fatte nella prima fase di verifica. Si è quindi andato a calcolare il massimo carico sopportabile da tali solai in funzione del momento resistente disponibile valutando in seguito la quota parte di carico variabile verificata utilizzando le seguenti formule:

$$M_{rd} = \frac{q \cdot l^2}{8} \rightarrow q_{lim} = \frac{8 \cdot M_{rd}}{l^2}$$

$$q_{lim} = 1.3 \cdot (G_k \cdot i) + 1.5 \cdot (Q_k \cdot i) \rightarrow Q_{k-disp} = \frac{q_{lim} - 1.3 \cdot (G_k \cdot i)}{(1.5 \cdot i)}$$

I risultati di questa ulteriore analisi vengono riassunti nella **Tab. 7 – 13** che si riporta di seguito:

n° Solaio	Luce di calcolo l [m]	Momento resistente M _{rd} [kN·m]	Carico limite q _{lim} [kN/m]	Carico Permanente G _k [kN/m ²]	Interasse travetti i [m]	Carico Variabile "massimo" Q _{k-disp} [kN/m ²]	Carico Variabile NTC2008 Q _k [kN/m ²]	Rapporto Q _{k-max} /Q _k [%]
1	6,20	15,93	3,32	3,99	0,40	2,08	3,00	69%
4	7,00	26,23	4,28	4,11	0,60	1,20	3,00	40%
5	7,00	22,71	3,71	4,11	0,60	0,56	3,00	19%
6	6,00	4,55	1,01*	1,10	0,84	0,10	0,50	20%

Tab. 7 – 13 – Verifiche aggiuntive sui solai

(* combinazione di carico SLE-rara)

Come si vede dai risultati ottenuti, per il solaio 1 il rapporto tra il carico variabile disponibile e quello prescritto dalla normativa vigente raggiunge un valore pari a 69%; considerando anche il fatto che tali verifiche sono state svolte nell'ipotesi di schema statico di una trave su due appoggi semplici (momento agli appoggi nullo) e che invece nella realtà una quota seppur minima di momento flettente può essere assorbita dall'appoggio andando quindi a ridurre il momento massimo agente in campata, si può considerare che questo solaio abbia un livello di sicurezza soddisfacente.

Per quanto riguarda il solaio 4 il rapporto tra il carico variabile disponibile e quello prescritto dalla normativa vigente raggiunge il 40%. Anche in questo caso però lo schema statico utilizzato in fase di verifica è stato quello di trave su due appoggi. Analizzando quindi la geometria della struttura è ipotizzabile che i solai siano stati

realizzati in modo da essere tra loro collaboranti lungo lo sviluppo longitudinale permettendo quindi la verifica con schema statico di trave su più appoggi. Per considerazioni più approfondite però sarebbe necessario conoscere l'armatura presente agli appoggi.

Per quanto riguarda il solaio 5, in cui abbiamo un rapporto tra il carico accidentale disponibile e quello prescritto dalla normativa vigente pari al 19%, oltre alle considerazioni fatte per il solaio 4, si può valutare il fatto che il piano sottotetto è praticabile e per tale categoria l'attuale normativa prevede l'applicazione del sovraccarico accidentale secondo la destinazione d'uso (in questo caso Cat. C1 – scuola ossia $3,00 \text{ kN/m}^2$). Come risulta dal certificato di collaudo eseguito da CAREP Soc. Cooperativa a.r.l. con sede a Prato (doc. n.6141 del 03.12.1982) a base dei calcoli utilizzati per le verifiche strutturali sono stati assunti come carichi utili 200 kg/m^2 nella zona praticabile e 100 kg/m^2 nella zona non praticabile (inferiori rispetto a quelli prescritti dall'attuale normativa), dati coerenti con risultati ottenuti.

Per quanto riguarda il solaio 6 il rapporto tra il carico variabile disponibile e quello prescritto dalla normativa vigente raggiunge appena il 20%. come è evidente questo tipo di solaio non rispetta assolutamente i parametri di sicurezza prescritti dalla normativa vigente. Si nota inoltre la totale assenza di soletta in c.a. collaborante, aspetto rilevante considerato nell'analisi sismica dell'edificio.

Per tutti questi casi in cui le verifiche non risultano soddisfatte si rimanda al capitolo sugli interventi in cui verranno affrontati i problemi di consolidamento e di adeguamento alla normativa vigente.

CAPITOLO 8

Analisi e verifica degli elementi in muratura ai carichi non sismici

8.1. Verifiche agli stati limite ultimi

Gli stati limite ultimi da verificare sono i seguenti:

- Pressoflessione per carichi laterali (resistenza e stabilità fuori dal piano);
- Pressoflessione nel piano del muro;
- Taglio nel piano del muro;
- Carichi concentrati;
- Flessione e taglio di travi di accoppiamento.

Le verifiche a pressoflessione per carichi laterali sono di tipo locale, eseguite su strisce di pareti non collaboranti fra loro, dove il vento agisce in direzione normale al piano delle pareti. Per le verifiche a pressoflessione e a taglio nel piano si considerano le pareti parallele all'azione del vento collaboranti fra loro e la rigidità dei solai incide molto sulla ripartizione dei taglianti di piano fra le pareti stesse; quest'ultime sono verifiche di tipo globale. Nel caso in esame sono state eseguite solo le verifiche statiche locali per pressoflessione fuori dal piano mentre le verifiche globali a pressoflessione e taglio sono state eseguite considerando l'azione sismica con l'analisi statica non lineare.

8.2. Verifica a pressoflessione per carichi laterali

Affinché la sezione del muro risulti verificata a pressoflessione per carichi laterali occorre che il carico verticale agente di calcolo N_d , rispetti la seguente condizione:

$$N_d < \Phi \cdot f_d \cdot A$$

dove:

- N_d carico verticale agente di calcolo alla sezione del muro da verificare;
- A area della sezione orizzontale del muro;
- f_d resistenza di progetto della muratura;
- Φ coefficiente di riduzione della resistenza del muro.

8.2.1. Resistenza di progetto della muratura

La resistenza di progetto da impiegare per le verifiche a compressione, pressoflessione e a carichi concentrati (f_d) vale:

$$f_d = \frac{f_m}{\gamma_M \cdot FC}$$

dove:

- f_m resistenza media a compressione della muratura (§ 4.1 - Tab. 4 - 4);
- γ_M coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura, comprensivo delle incertezze di modello e di geometria, fornito dalla NTC 2008 in funzione delle classi di esecuzione e a seconda che gli elementi resistenti utilizzati siano di categoria I o di categoria II (Tab. 8 - 1).
- FC fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza raggiunto (§ 4.1);

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita.	2.0	2.5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2.2	2.7
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta.	2.5	3.0

Tab. 8 - 1 – Valori del coefficiente parziale di sicurezza a compressione delle murature γ_m

Nel nostro caso, non avendo informazioni precise riguardo la classe di esecuzione degli elementi per muratura portante e sul tipo di malta, si è scelto di considerare la più sfavorevole delle condizioni assumendo per γ_M un valore pari a 3,0.

8.2.2. Coefficiente di riduzione della resistenza del muro

Il coefficiente Φ di riduzione della resistenza del muro dipende della snellezza, dalla eccentricità del carico verticale, dallo schema statico impiegato nel calcolo, e dagli effetti considerati del secondo ordine.

Tale coefficiente viene ricavato dalla tabella seguente in funzione della snellezza $\lambda = h_0/t$ e del coefficiente di eccentricità $m = (6 \cdot e)/t$, essendo t lo spessore del muro.

Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità $m=6e/t$				
	0	0,5	1	1,5	2
0	1	0,74	0,59	0,44	0,33
5	0,97	0,71	0,55	0,39	0,27
10	0,86	0,61	0,45	0,27	0,15
15	0,69	0,48	0,32	0,17	--
20	0,53	0,36	0,23	--	--

Tab. 8 - 2 – Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi della articolazione (articolazione a cerniera)

Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso invece sono ammesse estrapolazioni.

Calcolo dell'eccentricità e

- Eccentricità dei carichi:

La normativa del 2008 conferma quanto prescritto nel D.M. del 1987 per quanto concerne la determinazione delle eccentricità dei carichi; i criteri da usare sono i seguenti:

Eccentricità totale dei carichi verticali: $e_s = e_{s1} + e_{s2}$

e_{s1} dovuta alla eventuale posizione eccentrica del muro del piano superiore rispetto al piano medio del muro da verificare:

$$e_{s1} = \frac{N_1 \cdot d_1}{N_1 + \sum N_2}$$

e_{s2} eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai sovrastanti la sezione di verifica:

$$e_{s2} = \frac{\sum N_2 \cdot d_2}{N_1 + \sum N_2}$$

dove:

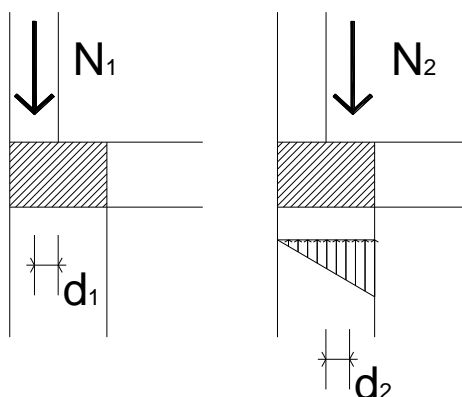
N_1 = carico trasmesso dal muro sovrastante supposto centrato rispetto al muro stesso;

N_2 = reazione di appoggio dei solai sovrastanti il muro da verificare;

d_1 = eccentricità di N_1 rispetto al piano medio del muro da verificare;

d_2 = eccentricità di N_2 rispetto al piano medio del muro da verificare.

Tali eccentricità sono da considerarsi positive o negative a seconda che diano luogo a momenti con verso orario o antiorario.



- Eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione:

Viste le tolleranze morfologiche e dimensionali connesse alle tecnologie di esecuzione degli edifici in muratura si prescrive di tener conto di una eccentricità e_a , che deve essere assunta uguale a:

$$e_a = \frac{h}{200}$$

(h = altezza interna di piano espressa in cm)

- Eccentricità dovuta al vento:

L'eccentricità dovuta al vento e_v considerato agente in direzione normale al piano della muratura si valuta con la seguente formula:

$$e_v = \frac{M_v}{N}$$

dove M_v ed N sono, rispettivamente, il massimo del momento flettente dovuto alla pressione (o depressione) del vento, e lo sforzo normale nella relativa sezione di verifica.

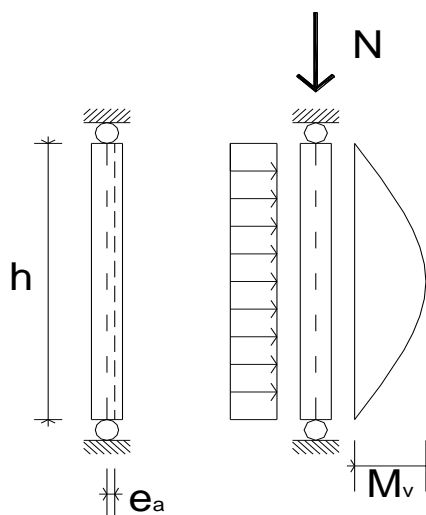
Nell'ipotesi di schema statico a doppia cerniera e di pressione del vento costante sul pannello, il momento massimo dovuto al vento è in corrispondenza della mezzeria ed è pari a :

$$M_v = \frac{(p_v \cdot l) \cdot h^2}{8}$$

dove:

- p_v è la pressione del vento supposta costante su tutto il pannello;
- l è la larghezza del pannello;
- h è l'altezza del pannello.

Il muro è supposto incernierato al livello dei piani e, in mancanza di aperture, anche in corrispondenza dei muri trasversali se questi hanno interasse minore di 6 m.



Le eccentricità dovute ai carichi e_s , a tolleranze di esecuzione e_a ed al vento e_v vanno convenzionalmente combinate tra loro secondo le due seguenti espressioni:

$$e_1 = |e_s| + |e_a| \qquad e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v|$$

Il valore e_1 vale per la verifica dei muri nelle loro sezioni di estremità;

Il valore e_2 vale la verifica della sezione ove è massimo il valore di M_v .

I valori delle eccentricità così ricavate si utilizzano per la valutazione del coefficiente di riduzione della resistenza Φ .

In ogni caso dovranno risultare :

$$\frac{e_1}{t} \leq 0.33 \qquad \frac{e_2}{t} \leq 0.33$$

L'eccentricità di calcolo non può comunque essere assunta inferiore ad e_a .

Snellezza di una muratura

Si definisce snellezza convenzionale λ di una muratura, il rapporto

$$\frac{h_0}{t}$$

dove:

- h_0 è lunghezza libera di inflessione del muro pari a: $\rho \cdot h$;
- t è spessore del muro;

Sono indicati con:

- h = l'altezza interna di un piano;
- ρ = fattore laterale di vincolo.

Il valore di tale rapporto non deve risultare superiore a 20.

Il fattore ρ assume il valore 1 per il muro isolato, ed i valori indicati nella sottostante tabella quando il muro senza aperture (porte o finestre) è irrigidito con efficace vincolo da due muri trasversali di spessore non inferiore a 20 cm, posti ad interasse a .

Valori di ρ	
$h/a \leq 0.5$	1
$0.5 \leq h/a \leq 1$	$\frac{3}{2} - \frac{h}{a}$
$h/a > 1$	$\frac{1}{1 + \left(\frac{h}{a}\right)^2}$

Tab. 8 - 2 – Valori del fattore laterale di vincolo ρ

Se il generico muro trasversale ha delle aperture (porte o finestre) si ritiene convenzionalmente che la sua funzione di irrigidimento possa essere espletata quando la stipite delle aperture disti dalla superficie del muro irrigidito almeno 1/5 dell'altezza del muro stesso; in caso contrario si dovrà assumere $\rho=1$.

8.3. Risultati delle verifiche: livello di conoscenza LC1

Le verifiche sono state condotte impostando dapprima un foglio di calcolo su Excel e successivamente ricostruendo il modello della struttura sul software SAP2000 nel quale sono stati calibrati i pesi degli elementi e le caratteristiche dei materiali.

Il foglio di calcolo su Excel è stato utilizzato per avere un confronto con i risultati ottenuti tramite SAP2000 in modo da avere sempre un certo controllo sui file di output generati dal software.

Per impostare il foglio di calcolo sono state analizzate le varie piante, sono stati individuati i setti murari principali e per ognuno sono stati determinati, considerando il loro piano medio, le seguenti caratteristiche: lunghezza, spessore, altezza, volume al netto delle aperture ed area d'influenza dei carichi. Il valore del carico derivante dai solai è stato valutato considerando l'area di influenza che compete ad ognuno di questi, determinando l'orditura delle travi principali dei solai e di conseguenza differenziando i setti tra portanti il solaio e di controvento. Una volta individuati i setti principali, per ogni piano, e le rispettive caratteristiche geometriche, si sono determinati per ogni setto i valori degli sforzi normali (N_1 , N_2) e delle eccentricità, considerando i carichi applicati a destra, a sinistra o centrati rispetto al piano medio del setto da verificare. Le combinazioni delle eccentricità sono state verificate in modo che i rapporti e_1/t ed e_2/t fossero minori di 0.33, quindi è stata calcolata la snellezza e verificato che fosse inferiore al valore massimo da normativa. E' stato calcolato il valore di riduzione della resistenza Φ , funzione del coefficiente m e della snellezza h_0/t , interpolando i valori in **Tab. 8 - 2**, quando necessario.

Per quanto riguarda le resistenze caratteristiche si è fatto riferimento a quelle descritte nel Capitolo 4, **Tab 4 - 4**.

Le pagine seguenti riportano:

- localizzazione in pianta dei setti analizzati;
- tabelle con i risultati delle verifiche.

I risultati sono suddivisi secondo le diverse tipologie di murature che sono state rilevate all'interno dell'edificio. Si riporta i risultati ottenuti considerando di aver raggiunto un livello di conoscenza pari a LC1.

Stato attuale - murature in pietra a spacco														
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	M _v [kNm]	e _s [cm]	e _{acc} [cm]	e _v [cm]	e,calc	m	λ	φ	N _{res} [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°1 P.T.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm														
P.T.	B=930cm	A-Somm.	266,622	0	6,67	1,35	0,00	8,02	1,20		0,45	1074,667	SI	0,25
	t=40cm	B-Mezz.	403,722	5,288	0,00	1,35	1,31	5,32	0,80	6,75	0,58	1385,126	SI	0,29
	H=270cm	A-Base	540,823	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	1982,163	SI	0,27
Maschio n°2 P.T.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm														
P.T.	B=80cm	A-Somm.	25,870	0	6,67	1,35	0,00	8,02	1,20		0,45	92,444	SI	0,28
	t=40cm	B-Mezz.	37,664	0,455	0,00	1,35	1,21	5,22	0,78	6,75	0,59	121,205	SI	0,31
	H=270cm	A-Base	49,457	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	170,509	SI	0,29
Maschio n°3 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm														
P.P.	B=100cm	A-Somm.	0,000	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	213,136	SI	0,00
	t=40cm	B-Mezz.	14,742	0,569	0,00	1,35	3,86	4,53	0,68	6,75	0,62	159,210	SI	0,09
	H=270cm	A-Base	29,484	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	213,136	SI	0,14
P.T.	B=100cm	A-Somm.	55,353	0	3,54	1,35	0,00	4,89	0,73		0,60	154,074	SI	0,36
	t=40cm	B-Mezz.	70,095	0,569	0,00	1,35	0,81	3,26	0,49	6,75	0,68	174,617	SI	0,40
	H=270cm	A-Base	84,837	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	213,136	SI	0,40
Maschio n°4 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm														
P.P.	B=415cm	A-Somm.	0,000	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	884,514	SI	0,00
	t=40cm	B-Mezz.	61,179	2,360	0,00	1,35	3,86	4,53	0,68	6,75	0,62	660,721	SI	0,09
	H=270cm	A-Base	122,359	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	884,514	SI	0,14
P.T.	B=415cm	A-Somm.	122,359	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	884,514	SI	0,14
	t=40cm	B-Mezz.	183,538	2,360	0,00	1,35	1,29	1,96	0,29	6,75	0,78	831,230	SI	0,22
	H=270cm	A-Base	244,717	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	884,514	SI	0,28
Maschio n°5 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm														
P.P.	B=70cm	A-Somm.	10,692	0	6,67	1,35	0,00	8,02	1,20		0,45	80,889	SI	0,13
	t=40cm	B-Mezz.	21,011	0,398	0,00	1,35	1,89	5,90	0,89	6,75	0,55	98,864	SI	0,21
	H=270cm	A-Base	31,331	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	149,195	SI	0,21
P.T.	B=70cm	A-Somm.	83,640	0	4,29	1,35	0,00	5,64	0,85		0,56	100,662	SI	0,83
	t=40cm	B-Mezz.	93,960	0,398	0,00	1,35	0,42	3,24	0,49	6,75	0,68	122,232	SI	0,77
	H=270cm	A-Base	104,279	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	149,195	SI	0,70
Maschio n°6 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm														
P.P.	B=70cm	A-Somm.	16,394	0	6,67	1,35	0,00	8,02	1,20		0,45	80,889	SI	0,20
	t=40cm	B-Mezz.	26,714	0,398	0,00	1,35	1,49	5,50	0,82	6,75	0,57	102,459	SI	0,26
	H=270cm	A-Base	37,033	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	149,195	SI	0,25
P.T.	B=70cm	A-Somm.	117,241	0	4,29	1,35	0,00	5,64	0,85		0,56	100,662	NO	1,16
	t=40cm	B-Mezz.	127,561	0,398	0,00	1,35	0,31	3,13	0,47	6,75	0,69	124,030	NO	1,03
	H=270cm	A-Base	137,880	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	149,195	SI	0,92

Stato attuale - murature in pietra a spacco														
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	M _v [kNm]	e _s [cm]	e _{acc} [cm]	e _v [cm]	e,calc	m	λ	φ	N _{res} [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°7 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm														
P.P.	B=140cm	A-Somm.	15,682	0	6,67	1,35	0,00	8,02	1,20		0,45	161,778	SI	0,10
	t=40cm	B-Mezz.	36,320	0	0,00	1,35	0,00	4,01	0,60	6,75	0,64	230,084	SI	0,16
	H=270cm	A-Base	56,959	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	298,390	SI	0,19
P.T.	B=140cm	A-Somm.	133,680	0	4,29	1,35	0,00	5,64	0,85		0,56	201,323	SI	0,66
	t=40cm	B-Mezz.	154,319	0	0,00	1,35	0,00	2,82	0,42	6,75	0,72	258,844	SI	0,60
	H=270cm	A-Base	174,957	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	298,390	SI	0,59
Maschio n°8 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm														
P.P.	B=90cm	A-Somm.	50,300	0	6,67	1,35	0,00	8,02	1,20		0,45	104,000	SI	0,48
	t=40cm	B-Mezz.	63,568	0,512	0,00	1,35	0,81	4,82	0,72	6,75	0,60	138,667	SI	0,46
	H=270cm	A-Base	76,836	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	191,822	SI	0,40
P.T.	B=90cm	A-Somm.	151,926	0	3,28	1,35	0,00	4,63	0,69		0,61	140,978	NO	1,08
	t=40cm	B-Mezz.	165,193	0,512	0,00	1,35	0,31	2,62	0,39	6,75	0,73	168,711	SI	0,98
	H=270cm	A-Base	178,461	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	191,822	SI	0,93
Maschio n°9 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm														
P.P.	B=90cm	A-Somm.	50,300	0	6,67	1,35	0,00	8,02	1,20		0,45	104,000	SI	0,48
	t=40cm	B-Mezz.	63,568	0,512	0,00	1,35	0,81	4,82	0,72	6,75	0,60	138,667	SI	0,46
	H=270cm	A-Base	76,836	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	191,822	SI	0,40
P.T.	B=90cm	A-Somm.	151,926	0	3,28	1,35	0,00	4,63	0,69		0,61	140,978	NO	1,08
	t=40cm	B-Mezz.	165,193	0,512	0,00	1,35	0,31	2,62	0,39	6,75	0,73	168,711	SI	0,98
	H=270cm	A-Base	178,461	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	191,822	SI	0,93
Maschio n°10 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm														
P.P.	B=90cm	A-Somm.	50,300	0	6,67	1,35	0,00	8,02	1,20		0,45	104,000	SI	0,48
	t=40cm	B-Mezz.	63,568	0,512	0,00	1,35	0,81	4,82	0,72	6,75	0,64	147,911	SI	0,43
	H=270cm	A-Base	76,836	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	191,822	SI	0,40
P.T.	B=90cm	A-Somm.	151,926	0	3,28	1,35	0,00	4,63	0,69		0,61	140,978	NO	1,08
	t=40cm	B-Mezz.	165,193	0,512	0,00	1,35	0,31	2,62	0,39	6,75	0,73	168,711	SI	0,98
	H=270cm	A-Base	178,461	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	191,822	SI	0,93
Maschio n°11 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm														
P.P.	B=740cm	A-Somm.	117,275	0	6,67	1,35	0,00	8,02	1,20		0,45	855,111	SI	0,14
	t=40cm	B-Mezz.	226,366	4,208	0,00	1,35	1,86	5,87	0,88	6,75	0,55	1045,136	SI	0,22
	H=270cm	A-Base	335,456	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	1577,205	SI	0,21
P.T.	B=740cm	A-Somm.	362,489	0	0,30	1,35	0,00	1,65	0,25		0,80	1520,198	SI	0,24
	t=40cm	B-Mezz.	471,580	4,208	0,00	1,35	0,89	1,72	0,26	6,75	0,80	1520,198	SI	0,31
	H=270cm	A-Base	580,670	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	1577,205	SI	0,37

Stato attuale - murature in pietra a spacco														
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	M _v [kNm]	e _s [cm]	e _{acc} [cm]	e _v [cm]	e,calc	m	λ	φ	N _{res} [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°12 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm														
P.P.	B=90cm	A-Somm.	16,350	0	6,67	1,35	0,00	8,02	1,20		0,45	104,000	SI	0,16
	t=40cm	B-Mezz.	29,618	0,512	0,00	1,35	1,73	5,74	0,86	6,75	0,56	129,422	SI	0,23
	H=270cm	A-Base	42,886	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	191,822	SI	0,22
P.T.	B=90cm	A-Somm.	117,976	0	4,72	1,35	0,00	6,07	0,91		0,54	124,800	SI	0,95
	t=40cm	B-Mezz.	131,243	0,512	0,00	1,35	0,39	3,42	0,51	6,75	0,67	154,844	SI	0,85
	H=270cm	A-Base	144,511	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	191,822	SI	0,75
Maschio n°13 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm														
P.P.	B=65cm	A-Somm.	13,080	0	6,67	1,35	0,00	8,02	1,20		0,45	75,111	SI	0,17
	t=40cm	B-Mezz.	22,662	0	0,00	1,35	0,00	4,01	0,60	6,75	0,64	106,825	SI	0,21
	H=270cm	A-Base	32,245	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	138,538	SI	0,23
P.T.	B=65cm	A-Somm.	92,317	0	4,72	1,35	0,00	6,07	0,91		0,54	90,133	NO	1,02
	t=40cm	B-Mezz.	101,899	0	0,00	1,35	0,00	3,04	0,46	6,75	0,70	116,840	SI	0,87
	H=270cm	A-Base	111,481	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	138,538	SI	0,80
Maschio n°14 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm														
P.P.	B=170cm	A-Somm.	38,553	0	6,67	1,35	0,00	8,02	1,20		0,45	196,444	SI	0,20
	t=40cm	B-Mezz.	63,614	0	0,00	1,35	0,00	4,01	0,60	6,75	0,64	279,388	SI	0,23
	H=270cm	A-Base	88,676	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	362,331	SI	0,24
P.T.	B=170cm	A-Somm.	136,733	0	4,72	1,35	0,00	6,07	0,91		0,54	235,733	SI	0,58
	t=40cm	B-Mezz.	161,795	0	0,00	1,35	0,00	3,04	0,46	6,75	0,70	305,580	SI	0,53
	H=270cm	A-Base	186,856	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	362,331	SI	0,52
Maschio n°15 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm														
P.P.	B=40cm	A-Somm.	0,000	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	85,254	SI	0,00
	t=40cm	B-Mezz.	5,897	0,227	0,00	1,35	3,86	4,53	0,68	6,75	0,62	63,684	SI	0,09
	H=270cm	A-Base	11,794	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	85,254	SI	0,14
P.T.	B=40cm	A-Somm.	11,794	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	85,254	SI	0,14
	t=40cm	B-Mezz.	17,690	0,227	0,00	1,35	1,29	1,96	0,29	6,75	0,78	80,119	SI	0,22
	H=270cm	A-Base	23,587	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	85,254	SI	0,28
Maschio n°16 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm														
P.P.	B=50cm	A-Somm.	0,000	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	106,568	SI	0,00
	t=40cm	B-Mezz.	7,371	0,284	0,00	1,35	3,86	4,53	0,68	6,75	0,62	79,605	SI	0,09
	H=270cm	A-Base	14,742	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	106,568	SI	0,14
P.T.	B=50cm	A-Somm.	14,742	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	106,568	SI	0,14
	t=40cm	B-Mezz.	22,113	0,284	0,00	1,35	1,29	1,96	0,29	6,75	0,78	100,148	SI	0,22
	H=270cm	A-Base	29,484	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	106,568	SI	0,28

Stato attuale - murature in pietra a spacco														
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	M _v [kNm]	e _s [cm]	e _{acc} [cm]	e _v [cm]	e,calc	m	λ	φ	N _{res} [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°17 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm														
P.P.	B=430cm	A-Somm.	134,956	0	6,67	1,35	0,00	8,02	1,20		0,45	496,889	SI	0,27
	t=40cm	B-Mezz.	198,347	2,445	0,00	1,35	1,23	5,24	0,79	6,75	0,58	640,435	SI	0,31
	H=270cm	A-Base	261,738	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	916,484	SI	0,29
P.T.	B=430cm	A-Somm.	444,957	0	3,35	1,35	0,00	4,70	0,71		0,61	673,560	SI	0,66
	t=40cm	B-Mezz.	508,348	2,445	0,00	1,35	0,48	2,83	0,42	6,75	0,72	795,022	SI	0,64
	H=270cm	A-Base	571,738	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	916,484	SI	0,62
Maschio n°18 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm														
P.P.	B=250cm	A-Somm.	0,000	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	532,840	SI	0,00
	t=40cm	B-Mezz.	36,855	1,422	0,00	1,35	3,86	4,53	0,68	6,75	0,62	398,025	SI	0,09
	H=270cm	A-Base	73,710	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	532,840	SI	0,14
P.T.	B=250cm	A-Somm.	73,710	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	532,840	SI	0,14
	t=40cm	B-Mezz.	110,565	1,422	0,00	1,35	1,29	1,96	0,29	6,75	0,78	500,741	SI	0,22
	H=270cm	A-Base	147,420	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	532,840	SI	0,28
Maschio n°19 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm														
P.P.	B=100cm	A-Somm.	36,216	0	6,67	1,35	0,00	8,02	1,20		0,45	115,556	SI	0,31
	t=40cm	B-Mezz.	50,958	0,569	0,00	1,35	1,12	5,13	0,77	6,75	0,59	151,506	SI	0,34
	H=270cm	A-Base	65,700	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	213,136	SI	0,31
P.T.	B=100cm	A-Somm.	119,765	0	3,52	1,35	0,00	4,87	0,73		0,60	154,074	SI	0,78
	t=40cm	B-Mezz.	134,507	0,569	0,00	1,35	0,42	2,86	0,43	6,75	0,71	182,321	SI	0,74
	H=270cm	A-Base	149,249	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	213,136	SI	0,70
Maschio n°20 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm														
P.P.	B=150cm	A-Somm.	60,360	0	6,67	1,35	0,00	8,02	1,20		0,45	173,333	SI	0,35
	t=40cm	B-Mezz.	82,473	0,853	0,00	1,35	1,03	5,04	0,76	6,75	0,59	227,259	SI	0,36
	H=270cm	A-Base	104,586	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	319,704	SI	0,33
P.T.	B=150cm	A-Somm.	194,694	0	3,52	1,35	0,00	4,87	0,73		0,60	231,111	SI	0,84
	t=40cm	B-Mezz.	216,807	0,853	0,00	1,35	0,39	2,83	0,42	6,75	0,72	277,333	SI	0,78
	H=270cm	A-Base	238,920	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	319,704	SI	0,75
Maschio n°21 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm														
P.P.	B=440cm	A-Somm.	120,720	0	6,67	1,35	0,00	8,02	1,20		0,45	508,444	SI	0,24
	t=40cm	B-Mezz.	185,585	2,502	0,00	1,35	1,35	5,36	0,80	6,75	0,58	655,328	SI	0,28
	H=270cm	A-Base	250,450	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	937,798	SI	0,27
P.T.	B=440cm	A-Somm.	430,666	0	3,52	1,35	0,00	4,87	0,73		0,60	677,926	SI	0,64
	t=40cm	B-Mezz.	495,530	2,502	0,00	1,35	0,50	2,94	0,44	6,75	0,71	802,212	SI	0,62
	H=270cm	A-Base	560,395	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,20		0,83	937,798	SI	0,60

Stato attuale - murature in mattoni pieni														
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	M _v [kNm]	e _s [cm]	e _{acc} [cm]	e _v [cm]	e,calc	m	λ	φ	N _{res} [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°1 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=930cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	66,290	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32		0,32	440,889	SI	0,15
		B-Mezz.	139,737	0	0,00	1,35	0,00	2,76	0,66	10,8	0,54	744,000	SI	0,19
		A-Base	213,184	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	936,889	SI	0,23
P.T.	B=930cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	650,126	0	1,65	1,35	0,00	3,00	0,72		0,52	716,444	SI	0,91
		B-Mezz.	723,573	0	0,00	1,35	0,00	1,50	0,36	10,8	0,66	909,333	SI	0,80
		A-Base	797,019	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	936,889	SI	0,85
Maschio n°2 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=190cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	68,770	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32		0,32	90,074	SI	0,76
		B-Mezz.	80,313	0	0,00	1,35	0,00	2,76	0,66	10,8	0,54	152,000	SI	0,53
		A-Base	91,855	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	191,407	SI	0,48
P.T.	B=190cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	91,855	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	191,407	SI	0,48
		B-Mezz.	103,398	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	191,407	SI	0,54
		A-Base	114,940	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	191,407	SI	0,60
Maschio n°3 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=100cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	23,730	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32		0,32	47,407	SI	0,50
		B-Mezz.	29,805	0	0,00	1,35	0,00	2,76	0,66	10,8	0,54	80,000	SI	0,37
		A-Base	35,880	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	100,741	SI	0,36
P.T.	B=100cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	35,880	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	100,741	SI	0,36
		B-Mezz.	41,955	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	100,741	SI	0,42
		A-Base	48,030	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	100,741	SI	0,48
Maschio n°4 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=450cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	64,282	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32		0,32	213,333	SI	0,30
		B-Mezz.	91,620	0	0,00	1,35	0,00	2,76	0,66	10,8	0,54	360,000	SI	0,25
		A-Base	118,957	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	453,333	SI	0,26
P.T.	B=450cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	167,127	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	453,333	SI	0,37
		B-Mezz.	194,465	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	453,333	SI	0,43
		A-Base	221,802	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	453,333	SI	0,49
Maschio n°5 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=510cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	61,942	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32		0,32	241,778	SI	0,26
		B-Mezz.	102,219	0	0,00	1,35	0,00	2,76	0,66	10,8	0,54	408,000	SI	0,25
		A-Base	142,496	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	513,778	SI	0,28
P.T.	B=510cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	236,656	0	1,84	1,35	0,00	3,19	0,77		0,50	377,778	SI	0,63
		B-Mezz.	276,933	0	0,00	1,35	0,00	1,60	0,38	10,8	0,65	491,111	SI	0,56
		A-Base	317,210	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	513,778	SI	0,62

Stato attuale - murature in mattoni pieni														
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	M _v [kNm]	e _s [cm]	e _{acc} [cm]	e _v [cm]	e,calc	m	λ	φ	N _{res} [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°6 P.S. P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.S.	B=625cm	A-Somm.	169,800	0	0,00	1,00	0,00	1,00	0,24	10,8	0,72	666,667	SI	0,25
	t=25cm	B-Mezz.	206,363	0	0,00	1,00	0,00	1,00	0,24		0,72	666,667	SI	0,31
	H=200cm	A-Base	242,925	0	0,00	1,00	0,00	1,00	0,24		0,72	666,667	SI	0,36
P.P.	B=625cm	A-Somm.	324,675	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	629,630	SI	0,52
	t=25cm	B-Mezz.	374,034	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	629,630	SI	0,59
	H=270cm	A-Base	423,394	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	629,630	SI	0,67
P.T.	B=625cm	A-Somm.	798,844	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	629,630	NO	1,27
	t=25cm	B-Mezz.	848,203	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	629,630	NO	1,35
	H=270cm	A-Base	897,563	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	629,630	NO	1,43
Maschio n°7 P.S. P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.S.	B=710cm	A-Somm.	192,893	0	0,00	1,00	0,00	1,00	0,24	10,8	0,72	757,333	SI	0,25
	t=25cm	B-Mezz.	234,428	0	0,00	1,00	0,00	1,00	0,24		0,72	757,333	SI	0,31
	H=200cm	A-Base	275,963	0	0,00	1,00	0,00	1,00	0,24		0,72	757,333	SI	0,36
P.P.	B=710cm	A-Somm.	368,831	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	715,259	SI	0,52
	t=25cm	B-Mezz.	424,903	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	715,259	SI	0,59
	H=270cm	A-Base	480,975	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	715,259	SI	0,67
P.T.	B=710cm	A-Somm.	907,487	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	715,259	NO	1,27
	t=25cm	B-Mezz.	963,559	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	715,259	NO	1,35
	H=270cm	A-Base	1019,631	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	715,259	NO	1,43
Maschio n°8 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=300cm	A-Somm.	0,000	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	302,222	SI	0,00
	t=25cm	B-Mezz.	23,693	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	302,222	SI	0,08
	H=270cm	A-Base	47,385	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	302,222	SI	0,16
P.T.	B=225cm	A-Somm.	47,385	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	226,667	SI	0,21
	t=25cm	B-Mezz.	65,154	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	226,667	SI	0,29
	H=270cm	A-Base	82,924	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	226,667	SI	0,37
Maschio n°9 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=300cm	A-Somm.	0,000	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	302,222	SI	0,00
	t=25cm	B-Mezz.	23,693	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	302,222	SI	0,08
	H=270cm	A-Base	47,385	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	302,222	SI	0,16
P.T.	B=225cm	A-Somm.	47,385	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	226,667	SI	0,21
	t=25cm	B-Mezz.	65,154	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	226,667	SI	0,29
	H=270cm	A-Base	82,924	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	226,667	SI	0,37

Stato attuale - murature in mattoni pieni														
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	M _v [kNm]	e _s [cm]	e _{acc} [cm]	e _v [cm]	e,calc	m	λ	φ	N _{res} [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°10 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=600cm	A-Somm.	101,469	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32		0,32	284,444	SI	0,36
	t=25cm	B-Mezz.	148,854	0	0,00	1,35	0,00	2,76	0,66	10,8	0,54	480,000	SI	0,31
	H=270cm	A-Base	196,239	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	604,444	SI	0,32
P.T.	B=600cm	A-Somm.	417,004	0	2,66	1,35	0,00	4,01	0,96		0,44	391,111	NO	1,07
	t=25cm	B-Mezz.	464,389	0	0,00	1,35	0,00	2,01	0,48	10,8	0,60	533,333	SI	0,87
	H=270cm	A-Base	511,774	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	604,444	SI	0,85
Maschio n°11 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=300cm	A-Somm.	4,905	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	302,222	SI	0,02
	t=25cm	B-Mezz.	28,598	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	302,222	SI	0,09
	H=270cm	A-Base	52,290	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	302,222	SI	0,17
P.T.	B=300cm	A-Somm.	74,817	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	302,222	SI	0,25
	t=25cm	B-Mezz.	98,510	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	302,222	SI	0,33
	H=270cm	A-Base	122,202	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	302,222	SI	0,40
Maschio n°12 P.S. P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.S.	B=235cm	A-Somm.	65,225	0	2,18	0,90	0,00	3,08	0,74		0,51	177,556	SI	0,37
	t=25cm	B-Mezz.	77,597	0	0,00	0,90	0,00	1,54	0,37	10,8	0,70	243,704	SI	0,32
	H=180cm	A-Base	89,970	0	0,00	0,90	0,00	0,90	0,22		0,73	254,148	SI	0,35
P.P.	B=235cm	A-Somm.	111,879	0	0,68	1,35	0,00	2,03	0,49		0,59	205,407	SI	0,54
	t=25cm	B-Mezz.	130,438	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	236,741	SI	0,55
	H=270cm	A-Base	148,997	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	236,741	SI	0,63
P.T.	B=235cm	A-Somm.	249,618	0	1,99	1,35	0,00	3,34	0,80		0,49	170,593	NO	1,46
	t=25cm	B-Mezz.	268,177	0	0,00	1,35	0,00	1,67	0,40	10,8	0,64	222,815	NO	1,20
	H=270cm	A-Base	286,736	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	236,741	NO	1,21
Maschio n°13 P.S. P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.S.	B=175cm	A-Somm.	53,543	0	2,18	0,90	0,00	3,08	0,74		0,51	132,222	SI	0,40
	t=25cm	B-Mezz.	62,756	0	0,00	0,90	0,00	1,54	0,37	10,8	0,70	181,481	SI	0,35
	H=180cm	A-Base	71,970	0	0,00	0,90	0,00	0,90	0,22		0,73	189,259	SI	0,38
P.P.	B=175cm	A-Somm.	89,955	0	0,69	1,35	0,00	2,04	0,49		0,59	152,963	SI	0,59
	t=25cm	B-Mezz.	103,776	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	176,296	SI	0,59
	H=270cm	A-Base	117,596	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	176,296	SI	0,67
P.T.	B=175cm	A-Somm.	200,195	0	2,04	1,35	0,00	3,39	0,81		0,49	127,037	NO	1,58
	t=25cm	B-Mezz.	214,016	0	0,00	1,35	0,00	1,70	0,41	10,8	0,64	165,926	NO	1,29
	H=270cm	A-Base	227,837	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	176,296	NO	1,29

Stato attuale - murature in blocchi di cls e argilla espansa														
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	M _v [kNm]	e _s [cm]	e _{acc} [cm]	e _v [cm]	e _{calc}	m	λ	φ	N _{res} [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°1 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=126cm	A-Somm.	78,349	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32	10,8	0,32	37,333	NO	2,10
	t=25cm	B-Mezz.	84,983	0,716	0,00	1,35	0,84	3,60	0,86		0,47	54,833	NO	1,55
	H=270cm	A-Base	91,617	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	79,333	NO	1,15
P.T.	B=126cm	A-Somm.	91,617	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	79,333	NO	1,15
	t=25cm	B-Mezz.	98,250	0,716	0,00	1,35	0,73	1,40	0,34		0,67	78,167	NO	1,26
	H=270cm	A-Base	104,884	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	79,333	NO	1,32
Maschio n°2 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=226cm	A-Somm.	151,474	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32	10,8	0,32	66,963	NO	2,26
	t=25cm	B-Mezz.	163,373	1,285	0,00	1,35	0,79	3,55	0,85		0,48	100,444	NO	1,63
	H=270cm	A-Base	175,272	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	142,296	NO	1,23
P.T.	B=226cm	A-Somm.	175,272	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	142,296	NO	1,23
	t=25cm	B-Mezz.	187,171	1,285	0,00	1,35	0,69	1,36	0,33		0,68	142,296	NO	1,32
	H=270cm	A-Base	199,070	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	142,296	NO	1,40
Maschio n°3 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=126cm	A-Somm.	151,474	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32	10,8	0,32	37,333	NO	4,06
	t=25cm	B-Mezz.	158,108	0,716	0,00	1,35	0,45	3,21	0,77		0,5	58,333	NO	2,71
	H=270cm	A-Base	164,742	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	79,333	NO	2,08
P.T.	B=126cm	A-Somm.	164,742	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	79,333	NO	2,08
	t=25cm	B-Mezz.	171,376	0,716	0,00	1,35	0,42	1,35	0,32		0,68	79,333	NO	2,16
	H=270cm	A-Base	178,010	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	79,333	NO	2,24
Maschio n°4 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=126cm	A-Somm.	151,474	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32	10,8	0,32	37,333	NO	4,06
	t=25cm	B-Mezz.	187,276	3,867	0,00	1,35	2,06	4,82	1,16		0,5	58,333	NO	3,21
	H=270cm	A-Base	223,078	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	79,333	NO	2,81
P.T.	B=126cm	A-Somm.	223,078	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	79,333	NO	2,81
	t=25cm	B-Mezz.	258,880	3,867	0,00	1,35	1,49	2,17	0,52		0,68	79,333	NO	3,26
	H=270cm	A-Base	294,682	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	79,333	NO	3,71
Maschio n°5 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=680cm	A-Somm.	828,398	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	428,148	NO	1,93
	t=25cm	B-Mezz.	864,200	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	428,148	NO	2,02
	H=270cm	A-Base	900,002	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	428,148	NO	2,10
P.T.	B=680cm	A-Somm.	1451,210	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	428,148	NO	3,39
	t=25cm	B-Mezz.	1487,012	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	428,148	NO	3,47
	H=270cm	A-Base	1522,814	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	428,148	NO	3,56

Stato attuale - murature in blocchi di cls e argilla espansa														
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	M _v [kNm]	e _s [cm]	e _{acc} [cm]	e _v [cm]	e,calc	m	λ	φ	N _{res} [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°6 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=680cm	A-Somm.	551,424	0	3,10	1,35	0,00	4,45	1,07	10,8	0,40	251,852	NO	2,19
	t=25cm	B-Mezz.	587,226	0	0,00	1,35	0,00	2,23	0,53		0,58	365,185	NO	1,61
	H=270cm	A-Base	623,028	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	428,148	NO	1,46
P.T.	B=680cm	A-Somm.	974,431	0	0,91	1,35	0,00	2,26	0,54	10,8	0,58	365,185	NO	2,67
	s=25cm	B-Mezz.	1010,233	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	428,148	NO	2,36
	H=270cm	A-Base	1046,035	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	428,148	NO	2,44
Maschio n°7 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=680cm	A-Somm.	117,137	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32	10,8	0,32	201,481	SI	0,58
	t=25cm	B-Mezz.	152,939	3,867	0,00	1,35	2,53	5,29	1,27		0,33	207,778	SI	0,74
	H=270cm	A-Base	188,741	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	428,148	SI	0,44
P.T.	B=680cm	A-Somm.	423,001	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	428,148	SI	0,99
	s=25cm	B-Mezz.	458,803	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	428,148	NO	1,07
	H=270cm	A-Base	494,605	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	428,148	NO	1,16
Maschio n°8 P.T.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.T.	B=230cm	A-Somm.	65,459	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32	10,8	0,32	68,148	SI	0,96
	t=25cm	B-Mezz.	77,568	1,308	0,00	1,35	1,69	4,45	1,07		0,40	85,185	SI	0,91
	H=270cm	A-Base	89,678	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	144,815	SI	0,62
Maschio n°9 P.T.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.T.	B=180cm	A-Somm.	77,517	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32	10,8	0,32	53,333	NO	1,45
	t=25cm	B-Mezz.	86,994	1,024	0,00	1,35	1,18	3,94	0,94		0,45	75,000	NO	1,16
	H=270cm	A-Base	92,097	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	113,333	SI	0,81
Maschio n°10 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=180cm	A-Somm.	180,312	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32	10,8	0,32	53,333	NO	3,38
	t=25cm	B-Mezz.	189,789	1,024	0,00	1,35	0,54	3,30	0,79		0,50	83,333	NO	2,28
	H=270cm	A-Base	199,266	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	113,333	NO	1,76
P.T.	B=180cm	A-Somm.	273,338	0	1,82	1,35	0,00	3,17	0,76	10,8	0,51	85,000	NO	3,22
	s=25cm	B-Mezz.	282,815	1,024	0,00	1,35	0,36	1,95	0,47		0,60	100,000	NO	2,83
	H=270cm	A-Base	292,292	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	113,333	NO	2,58
Maschio n°11 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=230cm	A-Somm.	65,459	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32	10,8	0,32	68,148	SI	0,96
	t=25cm	B-Mezz.	77,568	1,308	0,00	1,35	1,69	4,45	1,07		0,40	85,185	SI	0,91
	H=270cm	A-Base	89,678	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	144,815	SI	0,62
P.T.	B=160cm	A-Somm.	155,137	0	1,82	1,35	0,00	3,17	0,76	10,8	0,51	75,556	NO	2,05
	s=25cm	B-Mezz.	167,246	0,910	0,00	1,35	0,54	2,13	0,51		0,59	87,407	NO	1,91
	H=270cm	A-Base	179,356	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	100,741	NO	1,78

Stato attuale - murature in blocchi di cls e argilla espansa														
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	M _v [kNm]	e _s [cm]	e _{acc} [cm]	e _v [cm]	e,calc	m	λ	φ	N _{res} [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°12 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=330cm	A-Somm.	274,490	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	207,778	NO	1,32
	t=25cm	B-Mezz.	291,865	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	207,778	NO	1,40
	H=270cm	A-Base	309,239	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	207,778	NO	1,49
P.T.	B=330cm	A-Somm.	481,489	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	207,778	NO	2,32
	s=25cm	B-Mezz.	498,864	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	207,778	NO	2,40
	H=270cm	A-Base	516,238	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	207,778	NO	2,48
Maschio n°13 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=270cm	A-Somm.	106,795	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	170,000	SI	0,63
	t=25cm	B-Mezz.	121,011	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	170,000	SI	0,71
	H=270cm	A-Base	135,226	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	170,000	SI	0,80
P.T.	B=190cm	A-Somm.	242,021	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	119,630	NO	2,02
	s=25cm	B-Mezz.	256,237	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	119,630	NO	2,14
	H=270cm	A-Base	270,452	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	119,630	NO	2,26
Maschio n°14 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=680cm	A-Somm.	368,290	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32	10,8	0,32	201,481	NO	1,83
	t=25cm	B-Mezz.	404,092	3,867	0,00	1,35	0,96	3,72	0,89		0,46	289,630	NO	1,40
	H=270cm	A-Base	439,894	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	428,148	NO	1,03
P.T.	B=610cm	A-Somm.	715,494	0	1,87	1,35	0,00	3,22	0,77	10,8	0,50	282,407	NO	2,53
	s=25cm	B-Mezz.	751,296	3,469	0,00	1,35	0,46	2,07	0,50		0,59	333,241	NO	2,25
	H=270cm	A-Base	787,098	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	384,074	NO	2,05

Dai calcoli eseguiti è evidente che l'edificio ha un buon comportamento per quanto riguarda le murature della parte vecchia: le verifiche risultano infatti soddisfatte sulla maggioranza dei tratti murari esaminati. Esistono comunque problemi localizzati dovuti in alcuni casi all'eccentricità del carico agente sulla muratura, in altri ad un insufficiente spessore del tratto murario.

Per quanto riguarda invece le murature della parte nuova è evidente che la struttura non risponde minimamente alle richieste di sicurezza della nuova normativa. Questo è causato da un basso valore di resistenza del materiale, (maschi in blocchi di calcestruzzo e argilla espansa, $f_m = 150 \text{ N/cm}^2$), ulteriormente ridotto dai coefficienti $\gamma_m = 3$, $FC = 1.35$ e Φ . Utilizzando però i dati ricavati dalle prove con i martinetti piatti e dalla prova di schiacciamento della porzione di blocco (vd. Capitolo 2) si può arrivare a classificare questa muratura nella categoria "muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni con

percentuale di foratura <45% - $f_m = 370 \text{ N/cm}^2$ della Tabella C8A.2.1 fornita dalla Circolare alla NTC 2008.

I risultati che si ottengono con questa considerazione vengono riportati di seguito.

Stato attuale - murature in blocchi di cls (2)														
Piano	Geometria	Sezione	N_d [kN]	M_v [kNm]	e_s [cm]	e_{acc} [cm]	e_v [cm]	e_{calc}	m	λ	ϕ	N_{res} [kN]	$N_d < N_{res}$	N_d/N_{res}
Maschio n°1 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=126cm	A-Somm.	78,349	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32	10,8	0,32	74,667	NO	1,05
	t=25cm	B-Mezz.	86,088	0,716	0,00	1,35	0,83	3,59	0,86		0,47	109,667	SI	0,78
	H=270cm	A-Base	93,828	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	158,667	SI	0,59
P.T.	B=126cm	A-Somm.	93,828	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	158,667	SI	0,59
	t=25cm	B-Mezz.	101,567	0,716	0,00	1,35	0,71	1,38	0,33		0,68	158,667	SI	0,64
	H=270cm	A-Base	109,307	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	158,667	SI	0,69
Maschio n°2 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=226cm	A-Somm.	151,474	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32	10,8	0,32	133,926	NO	1,13
	t=25cm	B-Mezz.	165,356	1,285	0,00	1,35	0,78	3,54	0,85		0,47	196,704	SI	0,84
	H=270cm	A-Base	179,238	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	284,593	SI	0,63
P.T.	B=226cm	A-Somm.	179,238	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	284,593	SI	0,63
	t=25cm	B-Mezz.	193,120	1,285	0,00	1,35	0,67	1,35	0,32		0,68	284,593	SI	0,68
	H=270cm	A-Base	207,002	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	284,593	SI	0,73
Maschio n°3 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=126cm	A-Somm.	151,474	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32	10,8	0,32	74,667	NO	2,03
	t=25cm	B-Mezz.	159,214	0,716	0,00	1,35	0,45	3,21	0,77		0,5	116,667	NO	1,36
	H=270cm	A-Base	166,953	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	158,667	NO	1,05
P.T.	B=126cm	A-Somm.	166,953	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	158,667	NO	1,05
	t=25cm	B-Mezz.	174,693	0,716	0,00	1,35	0,41	1,35	0,32		0,68	158,667	NO	1,10
	H=270cm	A-Base	182,432	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	158,667	NO	1,15
Maschio n°4 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=680cm	A-Somm.	368,290	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32	10,8	0,32	402,963	SI	0,91
	t=25cm	B-Mezz.	410,059	3,867	0,00	1,35	0,94	3,70	0,89		0,46	579,259	SI	0,71
	H=270cm	A-Base	451,828	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	856,296	SI	0,53
P.T.	B=680cm	A-Somm.	727,428	0	1,73	1,35	0,00	3,08	0,74	10,8	0,51	642,222	NO	1,13
	t=25cm	B-Mezz.	769,197	3,867	0,00	1,35	0,50	2,04	0,49		0,59	742,963	NO	1,04
	H=270cm	A-Base	810,966	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	856,296	SI	0,95
Maschio n°5 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=680cm	A-Somm.	828,398	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	856,296	SI	0,97
	t=25cm	B-Mezz.	870,167	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	856,296	NO	1,02
	H=270cm	A-Base	911,936	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	856,296	NO	1,06
P.T.	B=680cm	A-Somm.	1463,144	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	856,296	NO	1,71
	s=25cm	B-Mezz.	1504,913	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	856,296	NO	1,76
	H=270cm	A-Base	1546,682	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	856,296	NO	1,81

Stato attuale - murature in blocchi di cls (2)														
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	M _v [kNm]	e _s [cm]	e _{acc} [cm]	e _v [cm]	e _{calc}	m	λ	φ	N _{res} [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°6 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=680cm	A-Somm.	551,424	0	3,10	1,35	0,00	4,45	1,07		0,40	503,704	NO	1,09
	t=25cm	B-Mezz.	593,193	0	0,00	1,35	0,00	2,23	0,53	10,8	0,58	730,370	SI	0,81
	H=270cm	A-Base	634,962	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	856,296	SI	0,74
P.T.	B=680cm	A-Somm.	986,365	0	0,91	1,35	0,00	2,26	0,54		0,58	730,370	NO	1,35
	s=25cm	B-Mezz.	1028,134	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	856,296	NO	1,20
	H=270cm	A-Base	1069,903	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	856,296	NO	1,25
Maschio n°7 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=680cm	A-Somm.	117,137	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32		0,32	402,963	SI	0,29
	t=25cm	B-Mezz.	158,906	3,867	0,00	1,35	2,43	5,19	1,25	10,8	0,34	428,148	SI	0,37
	H=270cm	A-Base	200,675	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	856,296	SI	0,23
P.T.	B=680cm	A-Somm.	434,935	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	856,296	SI	0,51
	s=25cm	B-Mezz.	476,704	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	856,296	SI	0,56
	H=270cm	A-Base	518,473	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	856,296	SI	0,61
Maschio n°8 P.T.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.T.	B=230cm	A-Somm.	65,459	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32		0,32	136,296	SI	0,48
	t=25cm	B-Mezz.	79,587	1,308	0,00	1,35	1,64	4,40	1,06	10,8	0,41	174,630	SI	0,46
	H=270cm	A-Base	93,714	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	289,630	SI	0,32
Maschio n°9 P.T.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.T.	B=180cm	A-Somm.	77,517	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32		0,32	106,667	SI	0,73
	t=25cm	B-Mezz.	88,574	1,024	0,00	1,35	1,16	3,92	0,94	10,8	0,45	150,000	SI	0,59
	H=270cm	A-Base	94,527	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	226,667	SI	0,42
Maschio n°10 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=180cm	A-Somm.	180,312	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32		0,32	106,667	NO	1,69
	t=25cm	B-Mezz.	191,368	1,024	0,00	1,35	0,53	3,29	0,79	10,8	0,50	166,667	NO	1,15
	H=270cm	A-Base	202,425	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	226,667	SI	0,89
P.T.	B=180cm	A-Somm.	276,497	0	1,82	1,35	0,00	3,17	0,76		0,51	170,000	NO	1,63
	s=25cm	B-Mezz.	287,553	1,024	0,00	1,35	0,36	1,94	0,47	10,8	0,60	200,000	NO	1,44
	H=270cm	A-Base	298,610	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	226,667	NO	1,32
Maschio n°11 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=230cm	A-Somm.	65,459	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32		0,32	136,296	SI	0,48
	t=25cm	B-Mezz.	79,587	1,308	0,00	1,35	1,64	4,40	1,06	10,8	0,41	174,630	SI	0,46
	H=270cm	A-Base	93,714	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	289,630	SI	0,32
P.T.	B=160cm	A-Somm.	159,173	0	1,82	1,35	0,00	3,17	0,76		0,51	151,111	NO	1,05
	s=25cm	B-Mezz.	173,301	0,910	0,00	1,35	0,52	2,11	0,51	10,8	0,59	174,815	SI	0,99
	H=270cm	A-Base	187,429	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	201,481	SI	0,93

Stato attuale - murature in blocchi di cls (2)														
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	M _v [kNm]	e _s [cm]	e _{acc} [cm]	e _v [cm]	e,calc	m	λ	φ	N _{res} [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°12 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=330cm	A-Somm.	274,490	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	415,556	SI	0,66
	t=25cm	B-Mezz.	294,760	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	415,556	SI	0,71
	H=270cm	A-Base	315,031	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	415,556	SI	0,76
P.T.	B=330cm	A-Somm.	487,281	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	415,556	NO	1,17
	s=25cm	B-Mezz.	507,551	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	415,556	NO	1,22
	H=270cm	A-Base	527,821	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	415,556	NO	1,27
Maschio n°13 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=270cm	A-Somm.	106,795	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	340,000	SI	0,31
	t=25cm	B-Mezz.	123,380	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	340,000	SI	0,36
	H=270cm	A-Base	139,965	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	340,000	SI	0,41
P.T.	B=190cm	A-Somm.	246,760	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	239,259	NO	1,03
	s=25cm	B-Mezz.	263,344	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	10,8	0,68	239,259	NO	1,10
	H=270cm	A-Base	279,929	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	239,259	NO	1,17
Maschio n°14 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm														
P.P.	B=680cm	A-Somm.	368,290	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32		0,32	402,963	SI	0,91
	t=25cm	B-Mezz.	410,059	3,867	0,00	1,35	0,94	3,70	0,89	10,8	0,46	579,259	SI	0,71
	H=270cm	A-Base	451,828	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	856,296	SI	0,53
P.T.	B=610cm	A-Somm.	727,428	0	1,87	1,35	0,00	3,22	0,77		0,50	564,815	NO	1,29
	s=25cm	B-Mezz.	769,197	3,469	0,00	1,35	0,45	2,06	0,49	10,8	0,59	666,481	NO	1,15
	H=270cm	A-Base	810,966	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,68	768,148	NO	1,06

Come si vede i risultati migliorano ma non sufficientemente. Restano infatti numerosi tratti in cui le verifiche non risultano soddisfatte a causa sia dell'eccentricità del carico agente sulla muratura, sia di un insufficiente spessore del tratto murario.

8.4. Risultati delle verifiche: comparazione dei risultati LC1 e LC2

Si procede a questo punto ad un'analisi delle murature considerando di aver raggiunto un livello di conoscenza LC2 e dal confronto con i risultati precedentemente ottenuti con il livello di conoscenza LC1 verrà valutata l'opportunità di prevedere nuove analisi sulla struttura al fine di migliorare il livello di conoscenza inizialmente raggiunto.

Stato attuale - murature in pietra a spacco									
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	N _{res} LC1 [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}	N _{res} LC2 [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°1 P.T.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm									
P.T.	B=930cm	A-Somm.	266,622	1074,667	SI	0,25	1488,000	SI	0,18
	t=40cm	B-Mezz.	403,722	1385,126	SI	0,29	1917,867	SI	0,21
	H=270cm	A-Base	540,823	1982,163	SI	0,27	2744,533	SI	0,20
Maschio n°2 P.T.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm									
P.T.	B=80cm	A-Somm.	25,870	92,444	SI	0,28	128,000	SI	0,20
	t=40cm	B-Mezz.	37,664	121,205	SI	0,31	167,822	SI	0,22
	H=270cm	A-Base	49,457	170,509	SI	0,29	236,089	SI	0,21
Maschio n°3 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm									
P.P.	B=100cm	A-Somm.	0,000	213,136	SI	0,00	295,111	SI	0,00
	t=40cm	B-Mezz.	14,742	159,210	SI	0,09	220,444	SI	0,07
	H=270cm	A-Base	29,484	213,136	SI	0,14	295,111	SI	0,10
P.T.	B=100cm	A-Somm.	55,353	154,074	SI	0,36	213,333	SI	0,26
	t=40cm	B-Mezz.	70,095	174,617	SI	0,40	241,778	SI	0,29
	H=270cm	A-Base	84,837	213,136	SI	0,40	295,111	SI	0,29
Maschio n°4 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm									
P.P.	B=415cm	A-Somm.	0,000	884,514	SI	0,00	1224,711	SI	0,00
	t=40cm	B-Mezz.	61,179	660,721	SI	0,09	914,844	SI	0,07
	H=270cm	A-Base	122,359	884,514	SI	0,14	1224,711	SI	0,10
P.T.	B=415cm	A-Somm.	122,359	884,514	SI	0,14	1224,711	SI	0,10
	t=40cm	B-Mezz.	183,538	831,230	SI	0,22	1150,933	SI	0,16
	H=270cm	A-Base	244,717	884,514	SI	0,28	1224,711	SI	0,20
Maschio n°5 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm									
P.P.	B=70cm	A-Somm.	10,692	80,889	SI	0,13	112,000	SI	0,10
	t=40cm	B-Mezz.	21,011	98,864	SI	0,21	136,889	SI	0,15
	H=270cm	A-Base	31,331	149,195	SI	0,21	206,578	SI	0,15
P.T.	B=70cm	A-Somm.	83,640	100,662	SI	0,83	139,378	SI	0,60
	t=40cm	B-Mezz.	93,960	122,232	SI	0,77	169,244	SI	0,56
	H=270cm	A-Base	104,279	149,195	SI	0,70	206,578	SI	0,50
Maschio n°6 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm									
P.P.	B=70cm	A-Somm.	16,394	80,889	SI	0,20	112,000	SI	0,15
	t=40cm	B-Mezz.	26,714	102,459	SI	0,26	141,867	SI	0,19
	H=270cm	A-Base	37,033	149,195	SI	0,25	206,578	SI	0,18
P.T.	B=70cm	A-Somm.	117,241	100,662	NO	1,16	139,378	SI	0,84
	t=40cm	B-Mezz.	127,561	124,030	NO	1,03	171,733	SI	0,74
	H=270cm	A-Base	137,880	149,195	SI	0,92	206,578	SI	0,67

Stato attuale - murature in pietra a spacco									
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	N _{res} LC1 [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}	N _{res} LC2 [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°7 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm									
P.P.	B=140cm	A-Somm.	15,682	161,778	SI	0,10	224,000	SI	0,07
	t=40cm	B-Mezz.	36,320	230,084	SI	0,16	318,578	SI	0,11
	H=270cm	A-Base	56,959	298,390	SI	0,19	413,156	SI	0,14
P.T.	B=140cm	A-Somm.	133,680	201,323	SI	0,66	278,756	SI	0,48
	t=40cm	B-Mezz.	154,319	258,844	SI	0,60	358,400	SI	0,43
	H=270cm	A-Base	174,957	298,390	SI	0,59	413,156	SI	0,42
Maschio n°8 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm									
P.P.	B=90cm	A-Somm.	50,300	104,000	SI	0,48	144,000	SI	0,35
	t=40cm	B-Mezz.	63,568	138,667	SI	0,46	192,000	SI	0,33
	H=270cm	A-Base	76,836	191,822	SI	0,40	265,600	SI	0,29
P.T.	B=90cm	A-Somm.	151,926	140,978	NO	1,08	195,200	SI	0,78
	t=40cm	B-Mezz.	165,193	168,711	SI	0,98	233,600	SI	0,71
	H=270cm	A-Base	178,461	191,822	SI	0,93	265,600	SI	0,67
Maschio n°9 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm									
P.P.	B=90cm	A-Somm.	50,300	104,000	SI	0,48	144,000	SI	0,35
	t=40cm	B-Mezz.	63,568	138,667	SI	0,46	192,000	SI	0,33
	H=270cm	A-Base	76,836	191,822	SI	0,40	265,600	SI	0,29
P.T.	B=90cm	A-Somm.	151,926	140,978	NO	1,08	195,200	SI	0,78
	t=40cm	B-Mezz.	165,193	168,711	SI	0,98	233,600	SI	0,71
	H=270cm	A-Base	178,461	191,822	SI	0,93	265,600	SI	0,67
Maschio n°10 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm									
P.P.	B=90cm	A-Somm.	50,300	104,000	SI	0,48	144,000	SI	0,35
	t=40cm	B-Mezz.	63,568	147,911	SI	0,43	204,800	SI	0,31
	H=270cm	A-Base	76,836	191,822	SI	0,40	265,600	SI	0,29
P.T.	B=90cm	A-Somm.	151,926	140,978	NO	1,08	195,200	SI	0,78
	t=40cm	B-Mezz.	165,193	168,711	SI	0,98	233,600	SI	0,71
	H=270cm	A-Base	178,461	191,822	SI	0,93	265,600	SI	0,67
Maschio n°11 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm									
P.P.	B=740cm	A-Somm.	117,275	855,111	SI	0,14	1184,000	SI	0,10
	t=40cm	B-Mezz.	226,366	1045,136	SI	0,22	1447,111	SI	0,16
	H=270cm	A-Base	335,456	1577,205	SI	0,21	2183,822	SI	0,15
P.T.	B=740cm	A-Somm.	362,489	1520,198	SI	0,24	2104,889	SI	0,17
	t=40cm	B-Mezz.	471,580	1520,198	SI	0,31	2104,889	SI	0,22
	H=270cm	A-Base	580,670	1577,205	SI	0,37	2183,822	SI	0,27

Stato attuale - murature in pietra a spacco									
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	N _{res} LC1 [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}	N _{res} LC2 [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°12 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm									
P.P.	B=90cm	A-Somm.	16,350	104,000	SI	0,16	144,000	SI	0,11
	t=40cm	B-Mezz.	29,618	129,422	SI	0,23	179,200	SI	0,17
	H=270cm	A-Base	42,886	191,822	SI	0,22	265,600	SI	0,16
P.T.	B=90cm	A-Somm.	117,976	124,800	SI	0,95	172,800	SI	0,68
	t=40cm	B-Mezz.	131,243	154,844	SI	0,85	214,400	SI	0,61
	H=270cm	A-Base	144,511	191,822	SI	0,75	265,600	SI	0,54
Maschio n°13 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm									
P.P.	B=65cm	A-Somm.	13,080	75,111	SI	0,17	104,000	SI	0,13
	t=40cm	B-Mezz.	22,662	106,825	SI	0,21	147,911	SI	0,15
	H=270cm	A-Base	32,245	138,538	SI	0,23	191,822	SI	0,17
P.T.	B=65cm	A-Somm.	92,317	90,133	NO	1,02	124,800	SI	0,74
	t=40cm	B-Mezz.	101,899	116,840	SI	0,87	161,778	SI	0,63
	H=270cm	A-Base	111,481	138,538	SI	0,80	191,822	SI	0,58
Maschio n°14 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm									
P.P.	B=170cm	A-Somm.	38,553	196,444	SI	0,20	272,000	SI	0,14
	t=40cm	B-Mezz.	63,614	279,388	SI	0,23	386,844	SI	0,16
	H=270cm	A-Base	88,676	362,331	SI	0,24	501,689	SI	0,18
P.T.	B=170cm	A-Somm.	136,733	235,733	SI	0,58	326,400	SI	0,42
	t=40cm	B-Mezz.	161,795	305,580	SI	0,53	423,111	SI	0,38
	H=270cm	A-Base	186,856	362,331	SI	0,52	501,689	SI	0,37
Maschio n°15 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm									
P.P.	B=40cm	A-Somm.	0,000	85,254	SI	0,00	118,044	SI	0,00
	t=40cm	B-Mezz.	5,897	63,684	SI	0,09	88,178	SI	0,07
	H=270cm	A-Base	11,794	85,254	SI	0,14	118,044	SI	0,10
P.T.	B=40cm	A-Somm.	11,794	85,254	SI	0,14	118,044	SI	0,10
	t=40cm	B-Mezz.	17,690	80,119	SI	0,22	110,933	SI	0,16
	H=270cm	A-Base	23,587	85,254	SI	0,28	118,044	SI	0,20
Maschio n°16 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm									
P.P.	B=50cm	A-Somm.	0,000	106,568	SI	0,00	147,556	SI	0,00
	t=40cm	B-Mezz.	7,371	79,605	SI	0,09	110,222	SI	0,07
	H=270cm	A-Base	14,742	106,568	SI	0,14	147,556	SI	0,10
P.T.	B=50cm	A-Somm.	14,742	106,568	SI	0,14	147,556	SI	0,10
	t=40cm	B-Mezz.	22,113	100,148	SI	0,22	138,667	SI	0,16
	H=270cm	A-Base	29,484	106,568	SI	0,28	147,556	SI	0,20

Stato attuale - murature in pietra a spacco									
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	N _{res} LC1 [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}	N _{res} LC2 [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°17 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm									
P.P.	B=430cm	A-Somm.	134,956	496,889	SI	0,27	688,000	SI	0,20
	t=40cm	B-Mezz.	198,347	640,435	SI	0,31	886,756	SI	0,22
	H=270cm	A-Base	261,738	916,484	SI	0,29	1268,978	SI	0,21
P.T.	B=430cm	A-Somm.	444,957	673,560	SI	0,66	932,622	SI	0,48
	t=40cm	B-Mezz.	508,348	795,022	SI	0,64	1100,800	SI	0,46
	H=270cm	A-Base	571,738	916,484	SI	0,62	1268,978	SI	0,45
Maschio n°18 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm									
P.P.	B=250cm	A-Somm.	0,000	532,840	SI	0,00	737,778	SI	0,00
	t=40cm	B-Mezz.	36,855	398,025	SI	0,09	551,111	SI	0,07
	H=270cm	A-Base	73,710	532,840	SI	0,14	737,778	SI	0,10
P.T.	B=250cm	A-Somm.	73,710	532,840	SI	0,14	737,778	SI	0,10
	t=40cm	B-Mezz.	110,565	500,741	SI	0,22	693,333	SI	0,16
	H=270cm	A-Base	147,420	532,840	SI	0,28	737,778	SI	0,20
Maschio n°19 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm									
P.P.	B=100cm	A-Somm.	36,216	115,556	SI	0,31	160,000	SI	0,23
	t=40cm	B-Mezz.	50,958	151,506	SI	0,34	209,778	SI	0,24
	H=270cm	A-Base	65,700	213,136	SI	0,31	295,111	SI	0,22
P.T.	B=100cm	A-Somm.	119,765	154,074	SI	0,78	213,333	SI	0,56
	t=40cm	B-Mezz.	134,507	182,321	SI	0,74	252,444	SI	0,53
	H=270cm	A-Base	149,249	213,136	SI	0,70	295,111	SI	0,51
Maschio n°20 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm									
P.P.	B=150cm	A-Somm.	60,360	173,333	SI	0,35	240,000	SI	0,25
	t=40cm	B-Mezz.	82,473	227,259	SI	0,36	314,667	SI	0,26
	H=270cm	A-Base	104,586	319,704	SI	0,33	442,667	SI	0,24
P.T.	B=150cm	A-Somm.	194,694	231,111	SI	0,84	320,000	SI	0,61
	t=40cm	B-Mezz.	216,807	277,333	SI	0,78	384,000	SI	0,56
	H=270cm	A-Base	238,920	319,704	SI	0,75	442,667	SI	0,54
Maschio n°21 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=13.20cm									
P.P.	B=440cm	A-Somm.	120,720	508,444	SI	0,24	704,000	SI	0,17
	t=40cm	B-Mezz.	185,585	655,328	SI	0,28	907,378	SI	0,20
	H=270cm	A-Base	250,450	937,798	SI	0,27	1298,489	SI	0,19
P.T.	B=440cm	A-Somm.	430,666	677,926	SI	0,64	938,667	SI	0,46
	t=40cm	B-Mezz.	495,530	802,212	SI	0,62	1110,756	SI	0,45
	H=270cm	A-Base	560,395	937,798	SI	0,60	1298,489	SI	0,43

Stato attuale - murature in mattoni pieni									
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	N _{res} LC1 [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}	N _{res} LC2 [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°1 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=930cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	66,290	440,889	SI	0,15	661,333	SI	0,10
		B-Mezz.	139,737	744,000	SI	0,19	1116,000	SI	0,13
		A-Base	213,184	936,889	SI	0,23	1405,333	SI	0,15
P.T.	B=930cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	650,126	716,444	SI	0,91	1074,667	SI	0,60
		B-Mezz.	723,573	909,333	SI	0,80	1364,000	SI	0,53
		A-Base	797,019	936,889	SI	0,85	1405,333	SI	0,57
Maschio n°2 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=190cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	68,770	90,074	SI	0,76	135,111	SI	0,51
		B-Mezz.	80,313	152,000	SI	0,53	228,000	SI	0,35
		A-Base	91,855	191,407	SI	0,48	287,111	SI	0,32
P.T.	B=190cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	91,855	191,407	SI	0,48	287,111	SI	0,32
		B-Mezz.	103,398	191,407	SI	0,54	287,111	SI	0,36
		A-Base	114,940	191,407	SI	0,60	287,111	SI	0,40
Maschio n°3 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=100cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	23,730	47,407	SI	0,50	71,111	SI	0,33
		B-Mezz.	29,805	80,000	SI	0,37	120,000	SI	0,25
		A-Base	35,880	100,741	SI	0,36	151,111	SI	0,24
P.T.	B=100cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	35,880	100,741	SI	0,36	151,111	SI	0,24
		B-Mezz.	41,955	100,741	SI	0,42	151,111	SI	0,28
		A-Base	48,030	100,741	SI	0,48	151,111	SI	0,32
Maschio n°4 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=450cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	64,282	213,333	SI	0,30	320,000	SI	0,20
		B-Mezz.	91,620	360,000	SI	0,25	540,000	SI	0,17
		A-Base	118,957	453,333	SI	0,26	680,000	SI	0,17
P.T.	B=450cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	167,127	453,333	SI	0,37	680,000	SI	0,25
		B-Mezz.	194,465	453,333	SI	0,43	680,000	SI	0,29
		A-Base	221,802	453,333	SI	0,49	680,000	SI	0,33
Maschio n°5 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=510cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	61,942	241,778	SI	0,26	362,667	SI	0,17
		B-Mezz.	102,219	408,000	SI	0,25	612,000	SI	0,17
		A-Base	142,496	513,778	SI	0,28	770,667	SI	0,18
P.T.	B=510cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	236,656	377,778	SI	0,63	566,667	SI	0,42
		B-Mezz.	276,933	491,111	SI	0,56	736,667	SI	0,38
		A-Base	317,210	513,778	SI	0,62	770,667	SI	0,41

Stato attuale - murature in mattoni pieni									
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	N _{res} LC1 [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}	N _{res} LC2 [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°6 P.S. P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.S.	B=625cm t=25cm H=200cm	A-Somm.	169,800	666,667	SI	0,25	1000,000	SI	0,17
		B-Mezz.	206,363	666,667	SI	0,31	1000,000	SI	0,21
		A-Base	242,925	666,667	SI	0,36	1000,000	SI	0,24
P.P.	B=625cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	324,675	629,630	SI	0,52	944,444	SI	0,34
		B-Mezz.	374,034	629,630	SI	0,59	944,444	SI	0,40
		A-Base	423,394	629,630	SI	0,67	944,444	SI	0,45
P.T.	B=625cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	798,844	629,630	NO	1,27	944,444	SI	0,85
		B-Mezz.	848,203	629,630	NO	1,35	944,444	SI	0,90
		A-Base	897,563	629,630	NO	1,43	944,444	SI	0,95
Maschio n°7 P.S. P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.S.	B=710cm t=25cm H=200cm	A-Somm.	192,893	757,333	SI	0,25	1136,000	SI	0,17
		B-Mezz.	234,428	757,333	SI	0,31	1136,000	SI	0,21
		A-Base	275,963	757,333	SI	0,36	1136,000	SI	0,24
P.P.	B=710cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	368,831	715,259	SI	0,52	1072,889	SI	0,34
		B-Mezz.	424,903	715,259	SI	0,59	1072,889	SI	0,40
		A-Base	480,975	715,259	SI	0,67	1072,889	SI	0,45
P.T.	B=710cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	907,487	715,259	NO	1,27	1072,889	SI	0,85
		B-Mezz.	963,559	715,259	NO	1,35	1072,889	SI	0,90
		A-Base	1019,631	715,259	NO	1,43	1072,889	SI	0,95
Maschio n°8 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=300cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	0,000	302,222	SI	0,00	453,333	SI	0,00
		B-Mezz.	23,693	302,222	SI	0,08	453,333	SI	0,05
		A-Base	47,385	302,222	SI	0,16	453,333	SI	0,10
P.T.	B=225cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	47,385	226,667	SI	0,21	340,000	SI	0,14
		B-Mezz.	65,154	226,667	SI	0,29	340,000	SI	0,19
		A-Base	82,924	226,667	SI	0,37	340,000	SI	0,24
Maschio n°9 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=300cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	0,000	302,222	SI	0,00	453,333	SI	0,00
		B-Mezz.	23,693	302,222	SI	0,08	453,333	SI	0,05
		A-Base	47,385	302,222	SI	0,16	453,333	SI	0,10
P.T.	B=225cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	47,385	226,667	SI	0,21	340,000	SI	0,14
		B-Mezz.	65,154	226,667	SI	0,29	340,000	SI	0,19
		A-Base	82,924	226,667	SI	0,37	340,000	SI	0,24

Stato attuale - murature in mattoni pieni									
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	N _{res} LC1 [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}	N _{res} LC2 [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°10 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=600cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	101,469	284,444	SI	0,36	426,667	SI	0,24
		B-Mezz.	148,854	480,000	SI	0,31	720,000	SI	0,21
		A-Base	196,239	604,444	SI	0,32	906,667	SI	0,22
P.T.	B=600cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	417,004	391,111	NO	1,07	586,667	SI	0,71
		B-Mezz.	464,389	533,333	SI	0,87	800,000	SI	0,58
		A-Base	511,774	604,444	SI	0,85	906,667	SI	0,56
Maschio n°11 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=300cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	4,905	302,222	SI	0,02	453,333	SI	0,01
		B-Mezz.	28,598	302,222	SI	0,09	453,333	SI	0,06
		A-Base	52,290	302,222	SI	0,17	453,333	SI	0,12
P.T.	B=300cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	74,817	302,222	SI	0,25	453,333	SI	0,17
		B-Mezz.	98,510	302,222	SI	0,33	453,333	SI	0,22
		A-Base	122,202	302,222	SI	0,40	453,333	SI	0,27
Maschio n°12 P.S. P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.S.	B=235cm t=25cm H=180cm	A-Somm.	65,225	177,556	SI	0,37	266,333	SI	0,24
		B-Mezz.	77,597	243,704	SI	0,32	365,556	SI	0,21
		A-Base	89,970	254,148	SI	0,35	381,222	SI	0,24
P.P.	B=235cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	111,879	205,407	SI	0,54	308,111	SI	0,36
		B-Mezz.	130,438	236,741	SI	0,55	355,111	SI	0,37
		A-Base	148,997	236,741	SI	0,63	355,111	SI	0,42
P.T.	B=235cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	249,618	170,593	NO	1,46	255,889	SI	0,98
		B-Mezz.	268,177	222,815	NO	1,20	334,222	SI	0,80
		A-Base	286,736	236,741	NO	1,21	355,111	SI	0,81
Maschio n°13 P.S. P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.S.	B=175cm t=25cm H=180cm	A-Somm.	53,543	132,222	SI	0,40	198,333	SI	0,27
		B-Mezz.	62,756	181,481	SI	0,35	272,222	SI	0,23
		A-Base	71,970	189,259	SI	0,38	283,889	SI	0,25
P.P.	B=175cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	89,955	152,963	SI	0,59	229,444	SI	0,39
		B-Mezz.	103,776	176,296	SI	0,59	264,444	SI	0,39
		A-Base	117,596	176,296	SI	0,67	264,444	SI	0,44
P.T.	B=175cm t=25cm H=270cm	A-Somm.	200,195	127,037	NO	1,58	190,556	NO	1,05
		B-Mezz.	214,016	165,926	NO	1,29	248,889	SI	0,86
		A-Base	227,837	176,296	NO	1,29	264,444	SI	0,86

Stato attuale - murature in blocchi di cls e argilla espansa									
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	N _{res} LC1 [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}	N _{res} LC2 [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°1 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=126cm	A-Somm.	78,349	37,333	NO	2,10	49,000	NO	1,60
	t=25cm	B-Mezz.	84,983	54,833	NO	1,55	71,969	NO	1,18
	H=270cm	A-Base	91,617	79,333	NO	1,15	104,125	SI	0,88
P.T.	B=126cm	A-Somm.	91,617	79,333	NO	1,15	104,125	SI	0,88
	t=25cm	B-Mezz.	98,250	78,167	NO	1,26	102,594	SI	0,96
	H=270cm	A-Base	104,884	79,333	NO	1,32	104,125	NO	1,01
Maschio n°2 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=226cm	A-Somm.	151,474	66,963	NO	2,26	87,889	NO	1,72
	t=25cm	B-Mezz.	163,373	100,444	NO	1,63	131,833	NO	1,24
	H=270cm	A-Base	175,272	142,296	NO	1,23	186,764	SI	0,94
P.T.	B=226cm	A-Somm.	175,272	142,296	NO	1,23	186,764	SI	0,94
	t=25cm	B-Mezz.	187,171	142,296	NO	1,32	186,764	NO	1,00
	H=270cm	A-Base	199,070	142,296	NO	1,40	186,764	NO	1,07
Maschio n°3 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=126cm	A-Somm.	151,474	37,333	NO	4,06	49,000	NO	3,09
	t=25cm	B-Mezz.	158,108	58,333	NO	2,71	76,563	NO	2,07
	H=270cm	A-Base	164,742	79,333	NO	2,08	104,125	NO	1,58
P.T.	B=126cm	A-Somm.	164,742	79,333	NO	2,08	104,125	NO	1,58
	t=25cm	B-Mezz.	171,376	79,333	NO	2,16	104,125	NO	1,65
	H=270cm	A-Base	178,010	79,333	NO	2,24	104,125	NO	1,71
Maschio n°4 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=680cm	A-Somm.	368,290	37,333	NO	9,86	264,444	NO	1,39
	t=25cm	B-Mezz.	404,092	58,333	NO	6,93	380,139	NO	1,06
	H=270cm	A-Base	439,894	79,333	NO	5,54	561,944	SI	0,78
P.T.	B=680cm	A-Somm.	715,494	79,333	NO	9,02	421,458	NO	1,70
	t=25cm	B-Mezz.	751,296	79,333	NO	9,47	487,569	NO	1,54
	H=270cm	A-Base	787,098	79,333	NO	9,92	561,944	NO	1,40
Maschio n°5 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=680cm	A-Somm.	828,398	428,148	NO	1,93	561,944	NO	1,47
	t=25cm	B-Mezz.	864,200	428,148	NO	2,02	561,944	NO	1,54
	H=270cm	A-Base	900,002	428,148	NO	2,10	561,944	NO	1,60
P.T.	B=680cm	A-Somm.	1451,210	428,148	NO	3,39	561,944	NO	2,58
	s=25cm	B-Mezz.	1487,012	428,148	NO	3,47	561,944	NO	2,65
	H=270cm	A-Base	1522,814	428,148	NO	3,56	561,944	NO	2,71

Stato attuale - murature in blocchi di cls e argilla espansa									
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	N _{res} LC1 [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}	N _{res} LC2 [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°6 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=680cm	A-Somm.	551,424	251,852	NO	2,19	330,556	NO	1,67
	t=25cm	B-Mezz.	587,226	365,185	NO	1,61	479,306	NO	1,23
	H=270cm	A-Base	623,028	428,148	NO	1,46	561,944	NO	1,11
P.T.	B=680cm	A-Somm.	974,431	365,185	NO	2,67	479,306	NO	2,03
	s=25cm	B-Mezz.	1010,233	428,148	NO	2,36	561,944	NO	1,80
	H=270cm	A-Base	1046,035	428,148	NO	2,44	561,944	NO	1,86
Maschio n°7 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=680cm	A-Somm.	117,137	201,481	SI	0,58	264,444	SI	0,44
	t=25cm	B-Mezz.	152,939	207,778	SI	0,74	272,708	SI	0,56
	H=270cm	A-Base	188,741	428,148	SI	0,44	561,944	SI	0,34
P.T.	B=680cm	A-Somm.	423,001	428,148	SI	0,99	561,944	SI	0,75
	s=25cm	B-Mezz.	458,803	428,148	NO	1,07	561,944	SI	0,82
	H=270cm	A-Base	494,605	428,148	NO	1,16	561,944	SI	0,88
Maschio n°8 P.T.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.T.	B=230cm	A-Somm.	65,459	68,148	SI	0,96	89,444	SI	0,73
	t=25cm	B-Mezz.	77,568	85,185	SI	0,91	111,806	SI	0,69
	H=270cm	A-Base	89,678	144,815	SI	0,62	190,069	SI	0,47
Maschio n°9 P.T.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.T.	B=180cm	A-Somm.	77,517	53,333	NO	1,45	70,000	NO	1,11
	t=25cm	B-Mezz.	86,994	75,000	NO	1,16	98,438	SI	0,88
	H=270cm	A-Base	92,097	113,333	SI	0,81	148,750	SI	0,62
Maschio n°10 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=180cm	A-Somm.	180,312	53,333	NO	3,38	70,000	NO	2,58
	t=25cm	B-Mezz.	189,789	83,333	NO	2,28	109,375	NO	1,74
	H=270cm	A-Base	199,266	113,333	NO	1,76	148,750	NO	1,34
P.T.	B=180cm	A-Somm.	273,338	85,000	NO	3,22	111,563	NO	2,45
	s=25cm	B-Mezz.	282,815	100,000	NO	2,83	131,250	NO	2,15
	H=270cm	A-Base	292,292	113,333	NO	2,58	148,750	NO	1,96
Maschio n°11 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=230cm	A-Somm.	65,459	68,148	SI	0,96	89,444	SI	0,73
	t=25cm	B-Mezz.	77,568	85,185	SI	0,91	111,806	SI	0,69
	H=270cm	A-Base	89,678	144,815	SI	0,62	190,069	SI	0,47
P.T.	B=160cm	A-Somm.	155,137	75,556	NO	2,05	99,167	NO	1,56
	s=25cm	B-Mezz.	167,246	87,407	NO	1,91	114,722	NO	1,46
	H=270cm	A-Base	179,356	100,741	NO	1,78	132,222	NO	1,36

Stato attuale - murature in blocchi di cls e argilla espansa									
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	N _{res} LC1 [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}	N _{res} LC2 [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°12 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=330cm	A-Somm.	274,490	207,778	NO	1,32	272,708	NO	1,01
	t=25cm	B-Mezz.	291,865	207,778	NO	1,40	272,708	NO	1,07
	H=270cm	A-Base	309,239	207,778	NO	1,49	272,708	NO	1,13
P.T.	B=330cm	A-Somm.	481,489	207,778	NO	2,32	272,708	NO	1,77
	s=25cm	B-Mezz.	498,864	207,778	NO	2,40	272,708	NO	1,83
	H=270cm	A-Base	516,238	207,778	NO	2,48	272,708	NO	1,89
Maschio n°13 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=270cm	A-Somm.	106,795	170,000	SI	0,63	223,125	SI	0,48
	t=25cm	B-Mezz.	121,011	170,000	SI	0,71	223,125	SI	0,54
	H=270cm	A-Base	135,226	170,000	SI	0,80	223,125	SI	0,61
P.T.	B=190cm	A-Somm.	242,021	119,630	NO	2,02	157,014	NO	1,54
	s=25cm	B-Mezz.	256,237	119,630	NO	2,14	157,014	NO	1,63
	H=270cm	A-Base	270,452	119,630	NO	2,26	157,014	NO	1,72
Maschio n°14 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=680cm	A-Somm.	368,290	201,481	NO	1,83	264,444	NO	1,39
	t=25cm	B-Mezz.	404,092	289,630	NO	1,40	380,139	NO	1,06
	H=270cm	A-Base	439,894	428,148	NO	1,03	561,944	SI	0,78
P.T.	B=610cm	A-Somm.	715,494	282,407	NO	2,53	370,660	NO	1,93
	s=25cm	B-Mezz.	751,296	333,241	NO	2,25	437,378	NO	1,72
	H=270cm	A-Base	787,098	384,074	NO	2,05	504,097	NO	1,56

Stato attuale - murature in blocchi di cls (2)									
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	N _{res} LC1 [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}	N _{res} LC2 [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°1 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=126cm	A-Somm.	78,349	74,667	NO	1,05	103,600	SI	0,76
	t=25cm	B-Mezz.	86,088	109,667	SI	0,78	152,163	SI	0,57
	H=270cm	A-Base	93,828	158,667	SI	0,59	220,150	SI	0,43
P.T.	B=126cm	A-Somm.	93,828	158,667	SI	0,59	220,150	SI	0,43
	t=25cm	B-Mezz.	101,567	158,667	SI	0,64	220,150	SI	0,46
	H=270cm	A-Base	109,307	158,667	SI	0,69	220,150	SI	0,50
Maschio n°2 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=226cm	A-Somm.	151,474	133,926	NO	1,13	185,822	SI	0,82
	t=25cm	B-Mezz.	165,356	196,704	SI	0,84	272,926	SI	0,61
	H=270cm	A-Base	179,238	284,593	SI	0,63	394,872	SI	0,45
P.T.	B=226cm	A-Somm.	179,238	284,593	SI	0,63	394,872	SI	0,45
	t=25cm	B-Mezz.	193,120	284,593	SI	0,68	394,872	SI	0,49
	H=270cm	A-Base	207,002	284,593	SI	0,73	394,872	SI	0,52
Maschio n°3 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=126cm	A-Somm.	151,474	74,667	NO	2,03	103,600	NO	1,46
	t=25cm	B-Mezz.	159,214	116,667	NO	1,36	161,875	SI	0,98
	H=270cm	A-Base	166,953	158,667	NO	1,05	220,150	SI	0,76
P.T.	B=126cm	A-Somm.	166,953	158,667	NO	1,05	220,150	SI	0,76
	t=25cm	B-Mezz.	174,693	158,667	NO	1,10	220,150	SI	0,79
	H=270cm	A-Base	182,432	158,667	NO	1,15	220,150	SI	0,83
Maschio n°4 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=680cm	A-Somm.	368,290	402,963	SI	0,91	559,111	SI	0,66
	t=25cm	B-Mezz.	410,059	579,259	SI	0,71	803,722	SI	0,51
	H=270cm	A-Base	451,828	856,296	SI	0,53	1188,111	SI	0,38
P.T.	B=680cm	A-Somm.	727,428	642,222	NO	1,13	891,083	SI	0,82
	t=25cm	B-Mezz.	769,197	742,963	NO	1,04	1030,861	SI	0,75
	H=270cm	A-Base	810,966	856,296	SI	0,95	1188,111	SI	0,68
Maschio n°5 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=680cm	A-Somm.	828,398	856,296	SI	0,97	1188,111	SI	0,70
	t=25cm	B-Mezz.	870,167	856,296	NO	1,02	1188,111	SI	0,73
	H=270cm	A-Base	911,936	856,296	NO	1,06	1188,111	SI	0,77
P.T.	B=680cm	A-Somm.	1463,144	856,296	NO	1,71	1188,111	NO	1,23
	s=25cm	B-Mezz.	1504,913	856,296	NO	1,76	1188,111	NO	1,27
	H=270cm	A-Base	1546,682	856,296	NO	1,81	1188,111	NO	1,30

Stato attuale - murature in blocchi di cls (2)									
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	N _{res} LC1 [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}	N _{res} LC2 [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°6 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=680cm	A-Somm.	551,424	503,704	NO	1,09	698,889	SI	0,79
	t=25cm	B-Mezz.	593,193	730,370	SI	0,81	1013,389	SI	0,59
	H=270cm	A-Base	634,962	856,296	SI	0,74	1188,111	SI	0,53
P.T.	B=680cm	A-Somm.	986,365	730,370	NO	1,35	1013,389	SI	0,97
	s=25cm	B-Mezz.	1028,134	856,296	NO	1,20	1188,111	SI	0,87
	H=270cm	A-Base	1069,903	856,296	NO	1,25	1188,111	SI	0,90
Maschio n°7 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=680cm	A-Somm.	117,137	402,963	SI	0,29	559,111	SI	0,21
	t=25cm	B-Mezz.	158,906	428,148	SI	0,37	594,056	SI	0,27
	H=270cm	A-Base	200,675	856,296	SI	0,23	1188,111	SI	0,17
P.T.	B=680cm	A-Somm.	434,935	856,296	SI	0,51	1188,111	SI	0,37
	s=25cm	B-Mezz.	476,704	856,296	SI	0,56	1188,111	SI	0,40
	H=270cm	A-Base	518,473	856,296	SI	0,61	1188,111	SI	0,44
Maschio n°8 P.T.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.T.	B=230cm	A-Somm.	65,459	136,296	SI	0,48	189,111	SI	0,35
	t=25cm	B-Mezz.	79,587	174,630	SI	0,46	242,299	SI	0,33
	H=270cm	A-Base	93,714	289,630	SI	0,32	401,861	SI	0,23
Maschio n°9 P.T.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.T.	B=180cm	A-Somm.	77,517	106,667	SI	0,73	148,000	SI	0,52
	t=25cm	B-Mezz.	88,574	150,000	SI	0,59	208,125	SI	0,43
	H=270cm	A-Base	94,527	226,667	SI	0,42	314,500	SI	0,30
Maschio n°10 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=180cm	A-Somm.	180,312	106,667	NO	1,69	148,000	NO	1,22
	t=25cm	B-Mezz.	191,368	166,667	NO	1,15	231,250	SI	0,83
	H=270cm	A-Base	202,425	226,667	SI	0,89	314,500	SI	0,64
P.T.	B=180cm	A-Somm.	276,497	170,000	NO	1,63	235,875	NO	1,17
	s=25cm	B-Mezz.	287,553	200,000	NO	1,44	277,500	NO	1,04
	H=270cm	A-Base	298,610	226,667	NO	1,32	314,500	SI	0,95
Maschio n°11 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=230cm	A-Somm.	65,459	136,296	SI	0,48	189,111	SI	0,35
	t=25cm	B-Mezz.	79,587	174,630	SI	0,46	242,299	SI	0,33
	H=270cm	A-Base	93,714	289,630	SI	0,32	401,861	SI	0,23
P.T.	B=160cm	A-Somm.	159,173	151,111	NO	1,05	209,667	SI	0,76
	s=25cm	B-Mezz.	173,301	174,815	SI	0,99	242,556	SI	0,71
	H=270cm	A-Base	187,429	201,481	SI	0,93	279,556	SI	0,67

Stato attuale - murature in blocchi di cls (2)									
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	N _{res} LC1 [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}	N _{res} LC2 [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°12 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=330cm	A-Somm.	274,490	415,556	SI	0,66	576,583	SI	0,48
	t=25cm	B-Mezz.	294,760	415,556	SI	0,71	576,583	SI	0,51
	H=270cm	A-Base	315,031	415,556	SI	0,76	576,583	SI	0,55
P.T.	B=330cm	A-Somm.	487,281	415,556	NO	1,17	576,583	SI	0,85
	s=25cm	B-Mezz.	507,551	415,556	NO	1,22	576,583	SI	0,88
	H=270cm	A-Base	527,821	415,556	NO	1,27	576,583	SI	0,92
Maschio n°13 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=270cm	A-Somm.	106,795	340,000	SI	0,31	471,750	SI	0,23
	t=25cm	B-Mezz.	123,380	340,000	SI	0,36	471,750	SI	0,26
	H=270cm	A-Base	139,965	340,000	SI	0,41	471,750	SI	0,30
P.T.	B=190cm	A-Somm.	246,760	239,259	NO	1,03	331,972	SI	0,74
	s=25cm	B-Mezz.	263,344	239,259	NO	1,10	331,972	SI	0,79
	H=270cm	A-Base	279,929	239,259	NO	1,17	331,972	SI	0,84
Maschio n°14 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=8.25cm									
P.P.	B=680cm	A-Somm.	368,290	402,963	SI	0,91	559,111	SI	0,66
	t=25cm	B-Mezz.	410,059	579,259	SI	0,71	803,722	SI	0,51
	H=270cm	A-Base	451,828	856,296	SI	0,53	1188,111	SI	0,38
P.T.	B=610cm	A-Somm.	727,428	564,815	NO	1,29	783,681	SI	0,93
	s=25cm	B-Mezz.	769,197	666,481	NO	1,15	924,743	SI	0,83
	H=270cm	A-Base	810,966	768,148	NO	1,06	1065,806	SI	0,76

CAPITOLO 9

Analisi e verifica degli elementi in c.a. ai carichi non sismici

9.1. Verifiche agli stati limite ultimi

Si procede a questo punto alla verifica degli elementi in cemento armato rilevati all'interno della struttura e descritti nel Capitolo 3 relativo alle indagini un situ. Si tratta, per quanto riguarda la parte vecchia, della trave in spessore e dei pilastrini circolari nella zona d'ingresso ingresso (PTS16AC/2) e dei pilastri presenti lungo le pareti perimetrali (EST5A); per quanto riguarda invece la parte nuova abbiamo le due travate presenti nel sottotetto (travata1: P2TR21 - P2PIL20 e travata2: P2TR18 - P2TR19), i portali presenti nella sala mensa al piano terra (PTS24R/TR13 - PTS24R/PIL13) e le travi in spessore su cui poggiano i solai del corridoio (PTS26AC - P1S38AC).

Di seguito vengono riportati per ogni singolo elemento i risultati delle verifiche agli stati limite ultimi. Nella verifica delle travi si è fatto riferimento unicamente ai momenti positivi in campata in quanto non sono state rilevate le armature superiori negli appoggi.

➤ **INGRESSO PARTE VECCHIA (PT-S16AC/2 e PILASTRI)**

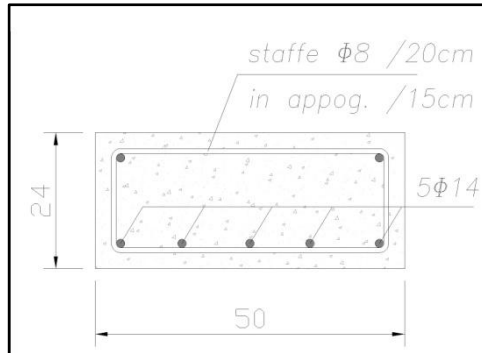


Figura 156 - PTS16AC/2

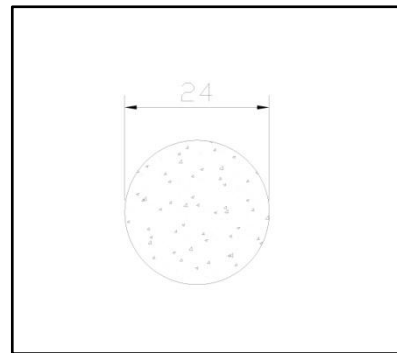


Figura 157 - Pilastri

- **CARICHI PERMANENTI**

Peso proprio trave (PTS16AC/2):

$$\text{peso proprio} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$25 \times 0.50 \times 0.24 = 3.00 \text{ kN/m} = G_{k1}$$

Peso proprio pilastro:

$$\text{peso proprio} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$25 \times 0.045 = 1.13 \text{ kN/m} = G_{k2}$$

Peso permanente portato:

$$\text{Solaio 7: peso proprio} = 2.56 \text{ kN/m}^2$$

$$2.56 \times 4.45 \times 5.00 = 56.96 \text{ kN} +$$

$$\text{Muratura: peso proprio} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$18 \times 4.45 \times 0.25 \times 2.00 = 40.05 \text{ kN}$$

(carico concentrato nodo 1)

$$97.01 \text{ kN} = R_k$$

Peso permanente portato:

$$\text{Solaio 6: peso proprio} = 1.10 \text{ kN/m}^2$$

$$1.10 \times 4.45 = 4.90 \text{ kN/m} = G_{k3}$$

$$\text{Solaio 2: peso proprio} = 3.99 \text{ kN/m}^2$$

$$3.99 \times 4.45 = 17.76 \text{ kN/m} = G_{k4}$$

- **CARICHI VARIABILI**

Categoria H1 – sottotetto accessibile per sola manutenzione

$$0.50 \times 4.45 = 2.23 \text{ kN/m} = Q_{k1}$$

Categoria C1 – scuola

$$3.00 \times 4.45 = 13.35 \text{ kN/m} = Q_{k2}$$

Si riporta di seguito lo schema statico utilizzato per risolvere la struttura e i diagrammi del momento flettente e sforzo normale.

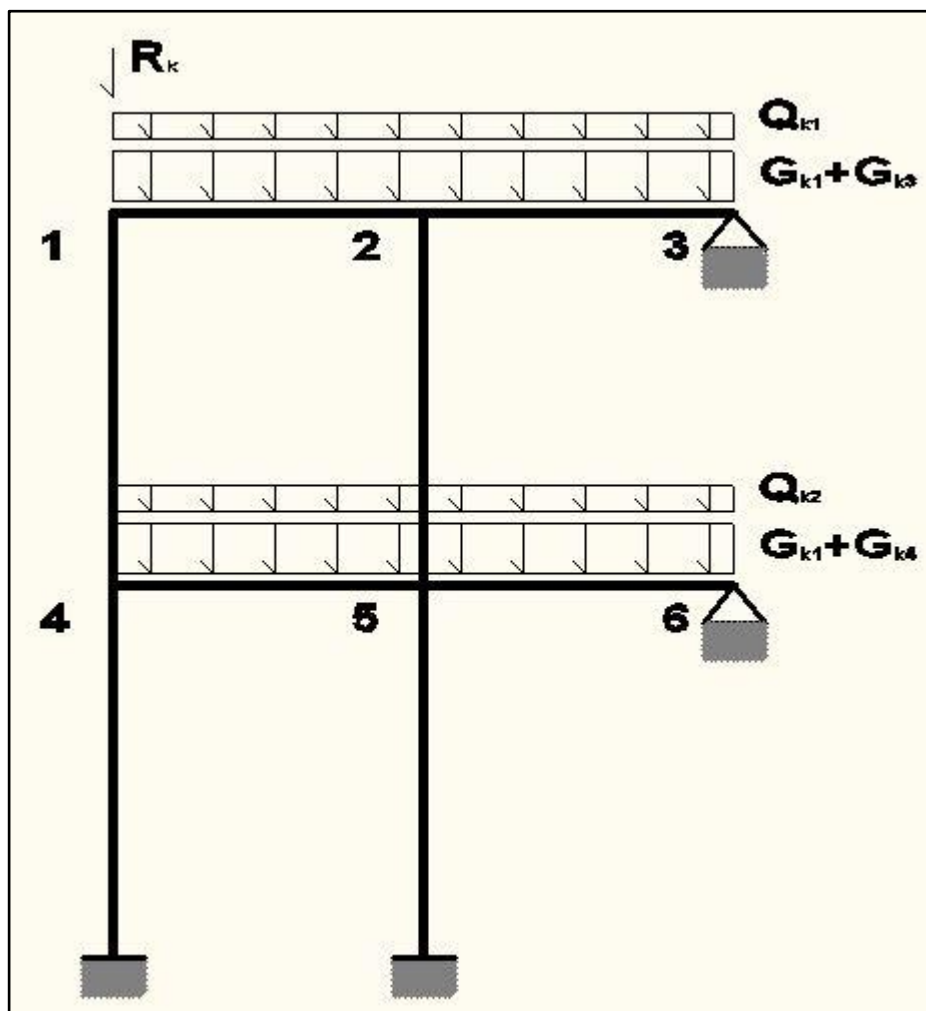


Figura 158 - ingresso, schema di carico

Elemento	Luce di calcolo [m]	Carico Permanente G_k [kN/m]	Carico Variabile Q_k [kN/m]	q_{SLU} [kN/m]
Trave 1-2	2,50	4,90	2,23	9,70
Trave 2-3	2,50	4,90	2,23	9,70
Trave 4-5	2,50	17,76	13,35	43,11
Trave 5-6	2,50	17,76	13,35	43,11

Tab. 9 - 1 - Condizioni di carico



Figura 159 - Diagramma momento flettente

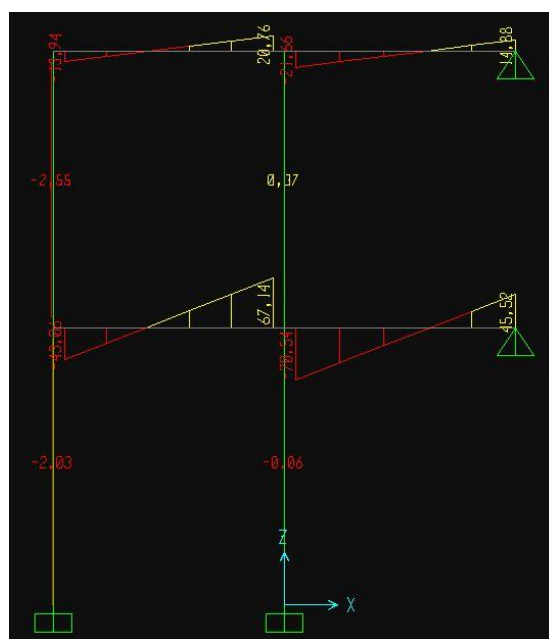


Figura 160 - Diagramma taglio

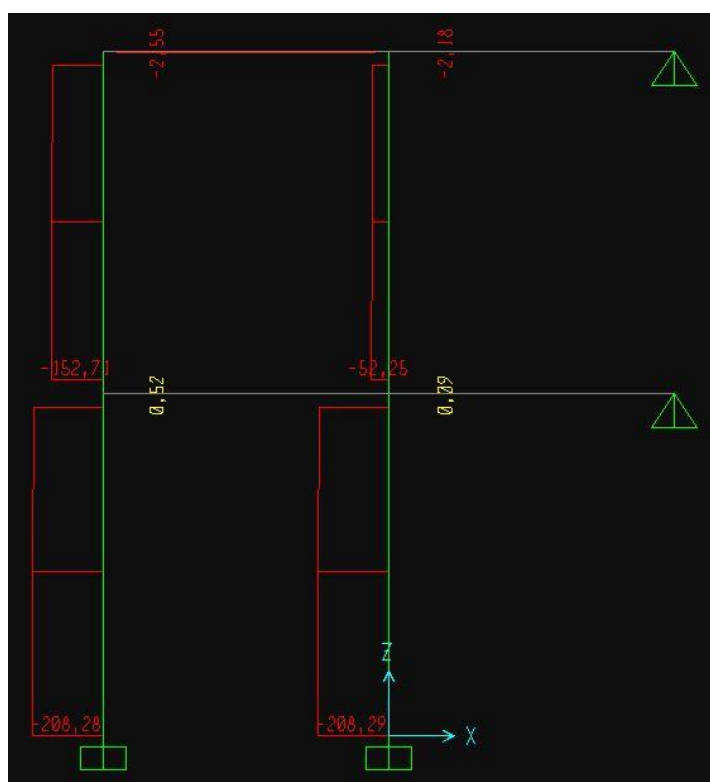


Figura 161 - Diagramma sforzo normale

Titolo: PTS16AC/2

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	50	24	1	3,07	2
			2	7,69	22

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 21,24 kNm
 M_{yEd} 0

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

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Materiali:
 FeB44K es fm=14,3
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 318,5 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 10,59
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,593 ‰ σ_{c,adm} 2,25
 σ_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0,2
 τ_{c1} 0,9714

M_{xRd} 49,78 kNm
 σ_c -10,59 N/mm²
 σ_s 318,5 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 18,29 ‰
 d 22 cm
 x 3,535 x/d 0,1607
 δ 0,7

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

Figura 162 - Momento resistente trave PTS16AC/2

VERIFICHE A TAGLIO			
<i>Armatura a taglio: 1st. 8Φ 2br. /150</i>			
passo	150 mm	176	SI
n. bracci	2		
nst/m	6,67		
Φ st.	8 mm		
Asw (1staffa)	100,53 mm²		
Asw / m	670,21 mm²/m	750,00	NO
CAMPATA 1			
ESTREMO SINISTRO (Appoggio 1)			
Vsd	70,54 kN	70.540 N	
<i>normativa NTC2008</i>			
ctg θ	2,5		
Vrsd	91.886 N		
αc	1,00		
Vrcd	242.759 N		
Vrd	91.886 N		SI

Figura 163 - Risultati verifiche a taglio PTS16AC/2

Elemento	Luce di calcolo [m]	q_{SLU} [kN/m]	M_{SD} [kNm]	M_{RD} [kNm]	M_{sd}/M_{rd}	VERIFICA $M_{sd}/M_{rd} < 1$
Trave 1-2	2,50	9,70	5,09	49,78	0,10	SI
Trave 2-3	2,50	9,70	7,21	49,78	0,14	SI
Trave 4-5	2,50	43,11	15,83	49,78	0,32	SI
Trave 5-6	2,50	43,11	21,24	49,78	0,43	SI

Tab. 9 – 2 – Risultati verifiche a flessione

Come si vede dai risultati riportati, per gli elementi trave non sono rispettati i dettagli costruttivi prescritti dal §4.1.6.1.1 delle NTC2008 in riferimento all'area minima dell'armatura a taglio e al passo minimo richiesto per le staffe.

Il pilastro circolare non è stato verificato in quanto, durante la fase di indagini in situ della struttura descritta nel Capitolo 3, si è deciso di non procedere alla rilevazione dell'armatura con cui è stato realizzato questo elemento per non ridurre la sua sezione resistente data l'eccessiva snellezza. Si è pertanto deciso, al fine della presente analisi, di trascurare questo elemento per il quale sarà previsto un intervento di consolidamento.

➤ **PILASTRI PARETE PERIMETRALE PARTE VECCHIA (EST-5A)**

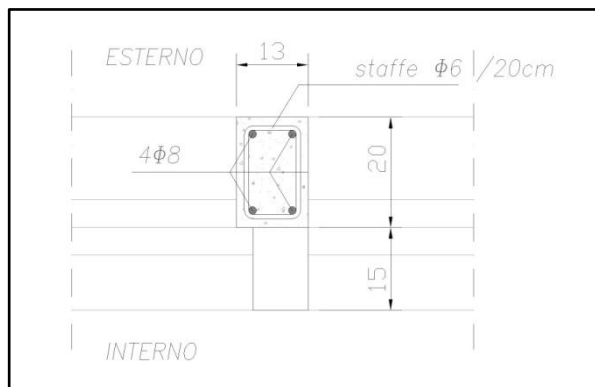


Figura 164 - EST5A

- **CARICHI PERMANENTI**

Peso proprio trave (non rilevata in situ):

$$\text{peso proprio} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$25 \times 0,30 \times 0,40 = \mathbf{3,00 \text{ kN/m} = G_{k1}}$$

Peso proprio pilastro:

$$\text{peso proprio} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$25 \times 0,13 \times 0,20 = \mathbf{0,65 \text{ kN/m} = G_{k2}}$$

Peso permanente portato:Solaio 7: peso proprio = 2.56 kN/m^2

$2.56 \times 3.00 = 7.68 \text{ kN/m} +$

Solaio 6: peso proprio = 1.10 kN/m^2

$1.10 \times 3.00 = 3.30 \text{ kN/m} =$

 $10.98 \text{ kN/m} = G_{k3}$

Solaio 3: peso proprio = 4.24 kN/m^2

$4.24 \times 3.0 = 12.72 \text{ kN/m} = G_{k4}$

- CARICHI VARIABILI**Categoria H1 – sottotetto accessibile per sola manutenzione**

$0.80 \times 3.00 = 2.40 \text{ kN/m} = Q_{k1}$

Categoria C1 – scuola

$3.00 \times 3.00 = 9.00 \text{ kN/m} = Q_{k2}$

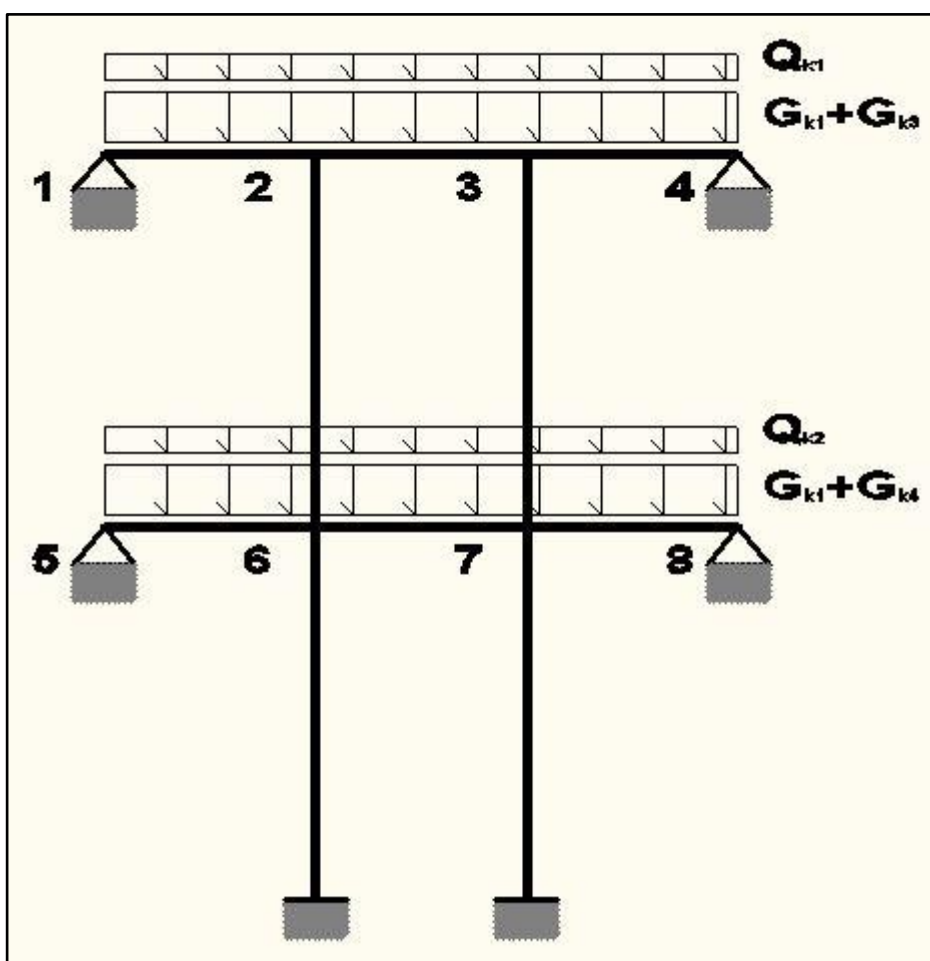


Figura 165 - Pilastri esterni, schema di carico

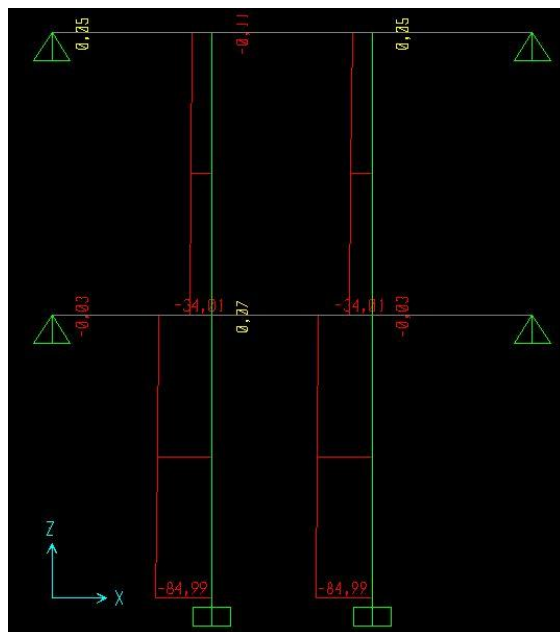
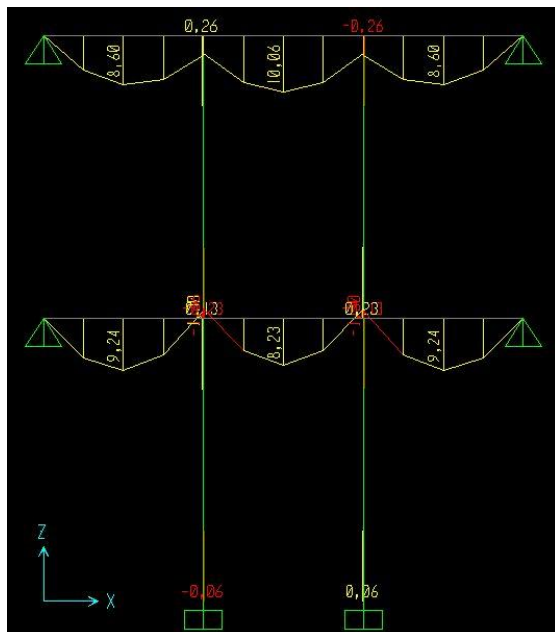


Figura 166 - Diagramma momento flettente

Figura 167 - Diagramma sforzo normale

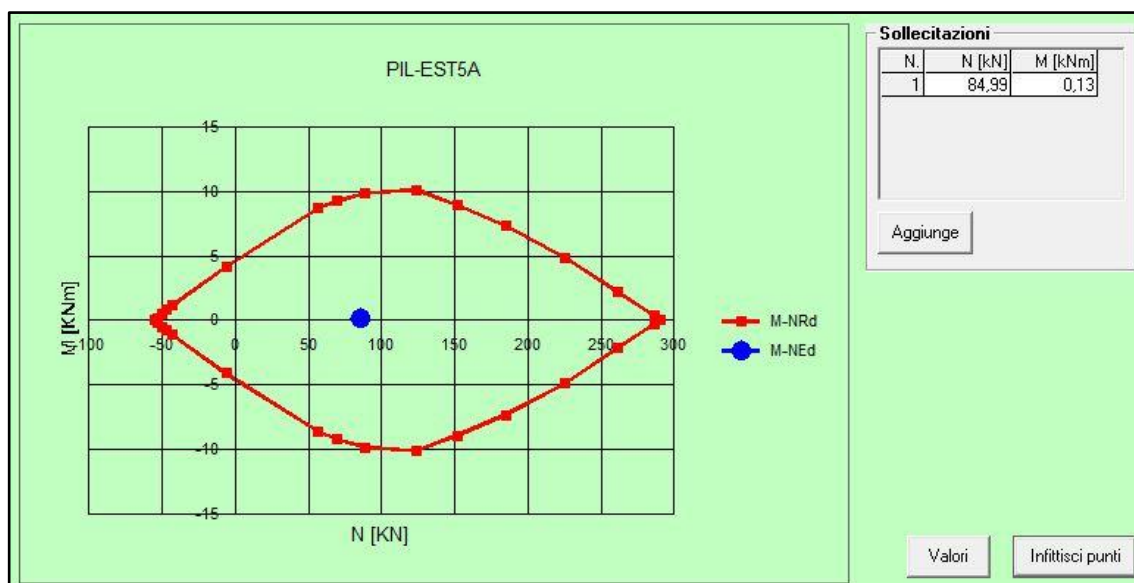


Figura 168 - Dominio M-N pilastri EST5A

Per questo elemento non è verificato il rispetto dei dettagli costruttivi prescritti dal §4.1.6.1.2 delle NTC2008 in riferimento al diametro minimo delle barre parallele all'asse dell'elemento ($\Phi_{\min} = 12\text{mm}$) e al passo minimo delle staffe ($p_{\text{staffe, max}} = 12 \Phi_{\text{long}} = 96\text{mm}$).

➤ **CORRIDOIO PARTE NUOVA (PT-S26AC e P1-S38AC)**

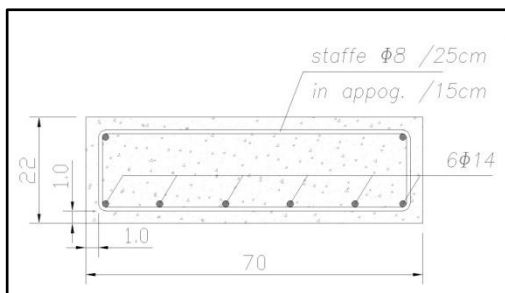


Figura 169 - PTS26AC

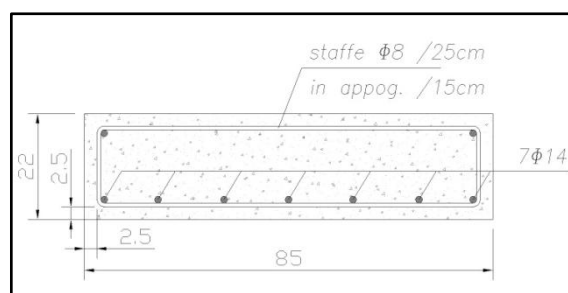


Figura 170 - P1S38AC

- **CARICHI PERMANENTI**

Peso proprio trave (PTS26AC):

peso proprio = 25 kN/m^3 $25 \times 0.70 \times 0.22 = 3.85 \text{ kN/m} = G_{k1}$

Peso permanente portato (Solaio4):

peso proprio = 4.11 kN/m^2 $4.11 \times 3.5 = 14.39 \text{ kN/m} = G_{k2}$

Peso proprio trave (P1S38AC):

peso proprio = 25 kN/m^3 $25 \times 0.85 \times 0.22 = 4.68 \text{ kN/m} = G_{k1}$

Peso permanente portato (Solaio5):

peso proprio = 4.11 kN/m^2 $4.11 \times 7.0 = 28.77 \text{ kN/m} = G_{k2}$

- **CARICHI VARIABILI**

Categoria C1 – scuola (PTS26AC)

$3.00 \times 3.5 = 10.50 \text{ kN/m} = Q_k$

Categoria C1 – scuola (P1S38AC)

$3.00 \times 7.0 = 21.00 \text{ kN/m} = Q_k$

Elemento	Luce di calcolo [m]	Carico Permanente G_k [kN/m]	Carico Variabile Q_k [kN/m]	q_{SLU} [kN/m]	M_{SD} [kNm]	M_{RD} [kNm]	M_{sd}/M_{rd}	VERIFICA $M_{sd}/M_{rd} < 1$
PT-S26AC	2,50	18,24	10,50	39,46	30,82	55,86	0,55	SI
P1-S38AC	2,50	33,45	21,00	74,99	58,58	65,30	0,90	SI

Tab. 9 – 3 – Risultati verifiche a flessione

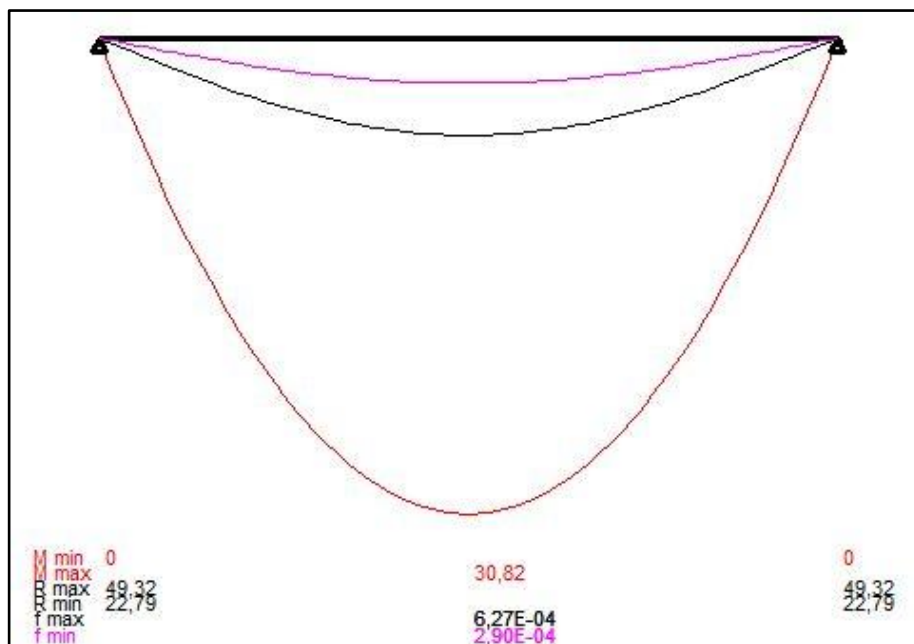


Figura 171 - Diagramma momento flettente PTS26AC

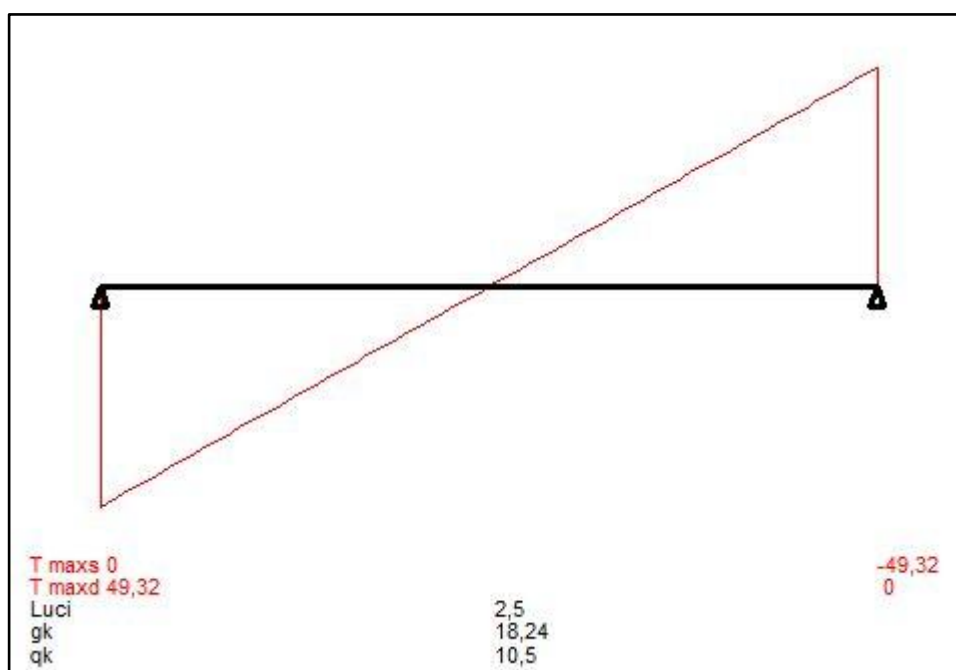


Figura 172 - Diagramma taglio PTS26AC

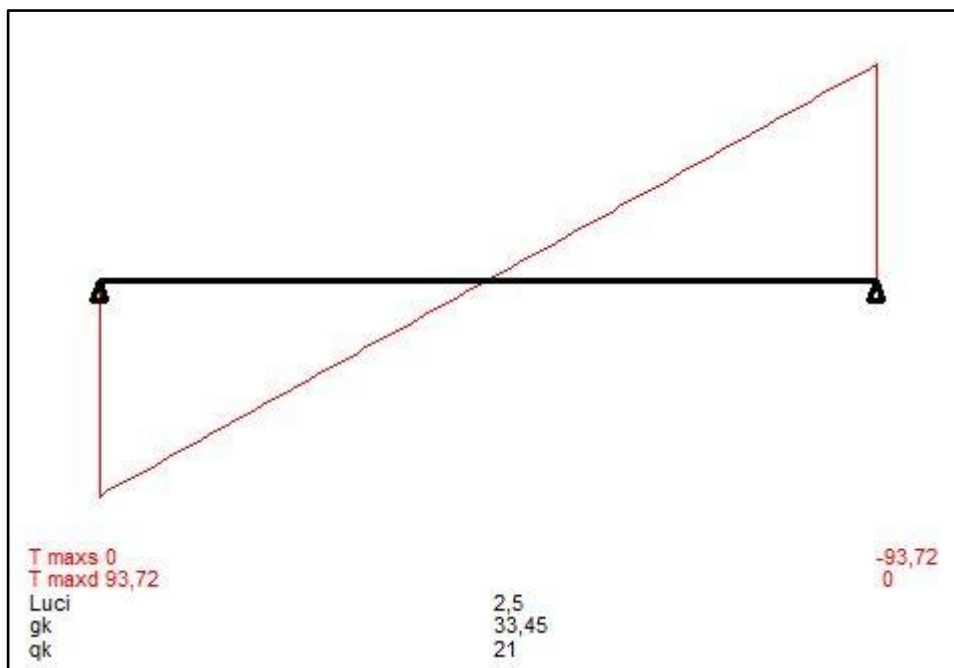


Figura 175 - Diagramma taglio P1S38AC

Titolo: P1S38AC

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	85	22

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,78	20
2	3,08	2

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
FeB44K es **fm=28,8**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x 2,2 x/d
 δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezione C.A.
 File

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 176 - Momento resistente P1S38AC

VERIFICHE A TAGLIO				
<i>Armatura a taglio: 1st. 8Φ 2br. /150</i>				
passo	150	mm	168	SI
n. bracci	2			
nst/m	6,67			
Φ st.	8	mm		
Asw (1staffa)	100,53	mm ²		
Asw / m	670,21	mm ² /m	1.050,00	NO
CAMPATA 1				
ESTREMO SINISTRO (Appoggio 1)				
Vsd	49,32	kN	49.320	N
<i>normativa NTC2008</i>				
ctg θ	2,5			
Vrsd	87.710	N		
αc	1,00			
Vrcd	324.414	N		
Vrd	87.710	N		SI

Figura 177 - Risultati verifiche a taglio PTS26AC

VERIFICHE A TAGLIO				
<i>Armatura a taglio: 1st. 8Φ 4br. /150</i>				
passo	150	mm	168	SI
n. bracci	4			
nst/m	6,67			
Φ st.	8	mm		
Asw (1staffa)	201,06	mm ²		
Asw / m	1.340,41	mm ² /m	1.275,00	SI
CAMPATA 1				
ESTREMO SINISTRO (Appoggio 1)				
Vsd	93,72	kN	93.720	N
<i>normativa NTC2008</i>				
ctg θ	2,5			
Vrsd	175.419	N		
αc	1,00			
Vrcd	393.931	N		
Vrd	175.419	N		SI

Figura 178 - Risultati verifiche a taglio P1S38AC

Come si vede dai risultati riportati, per l'elemento trave PTS26AC non sono rispettati i dettagli costruttivi prescritti dal §4.1.6.1.1 delle NTC2008 in riferimento all'area minima dell'armatura a taglio e al passo minimo richiesto per le staffe; per l'elemento trave P1S38AC sono rispettati i dettagli costruttivi prescritti dal §4.1.6.1.1 delle NTC2008 in riferimento all'area minima dell'armatura a taglio e al passo minimo richiesto per le staffe.

➤ **TRAVE/PILASTRI SOTTOTETTO PARTE NUOVA (TRAVATA1: P2-TR18 e P2-PIL19; TRAVATA2: P2-TR21 e P2-PIL20)**

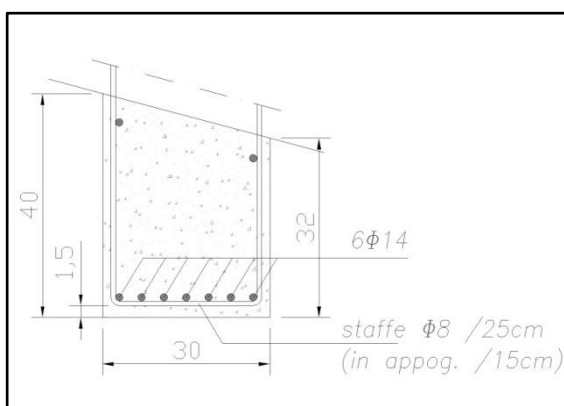


Figura 179 - P2TR18

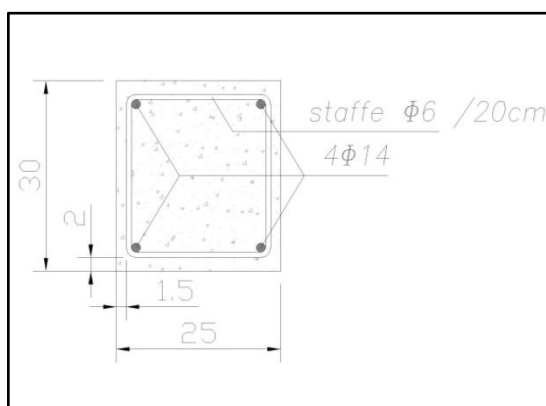


Figura 180 - P2PIL19

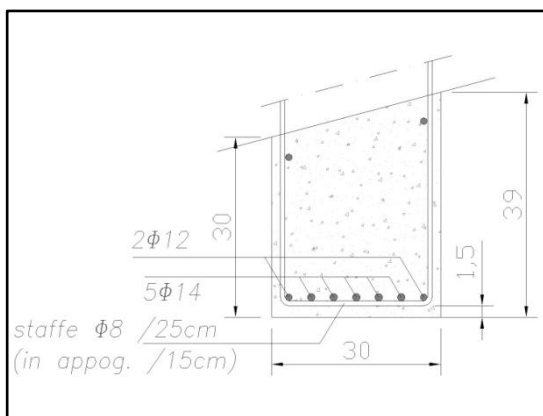


Figura 181 - P2TR21

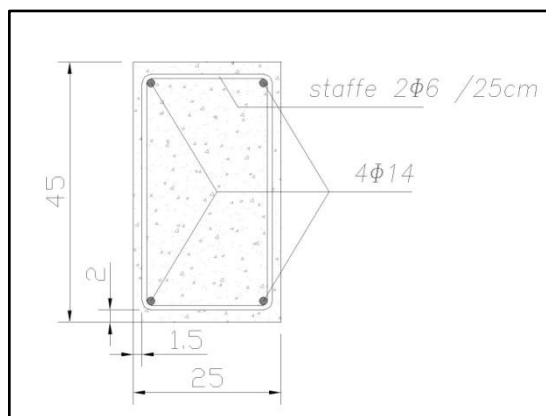


Figura 182 - P2PIL20

- **CARICHI PERMANENTI**

Peso proprio trave (P2TR18-P2TR21):

peso proprio = 25 kN/m^3

$25 \times 0.30 \times 0.40 = 3.00 \text{ kN/m} = G_{k1}$

Peso proprio pilastro (P2PIL19):

peso proprio = 25 kN/m^3

$25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.86 \text{ kN/m} = G_{k2}$

Peso proprio pilastro (P2PIL20):

peso proprio = 25 kN/m^3

$25 \times 0.25 \times 0.45 = 2.81 \text{ kN/m} = G_{k3}$

Peso permanente portato (Solaio9):

peso proprio = 3.48 kN/m^2

$3.48 \times 4.65 = 16.18 \text{ kN/m} = G_{k4}$

- **CARICHI ACCIDENTALI**

Carico da neve

$0.80 \times 4.65 = 3.72 \text{ kN/m} = Q_k$

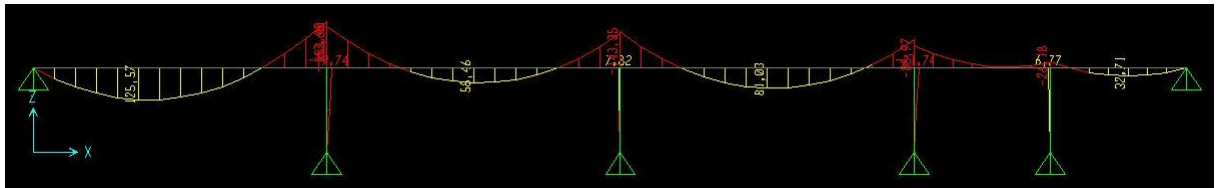


Figura 183 - Diagramma momento flettente (travata2)

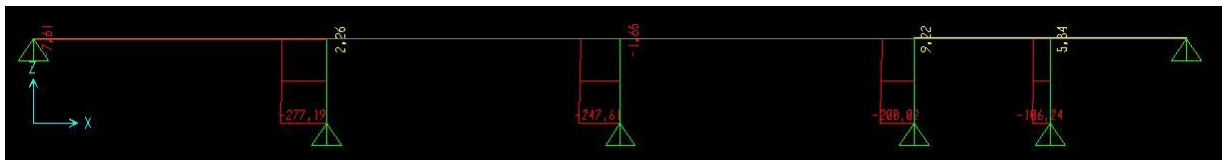


Figura 184 - Diagramma sforzo normale (travata2)

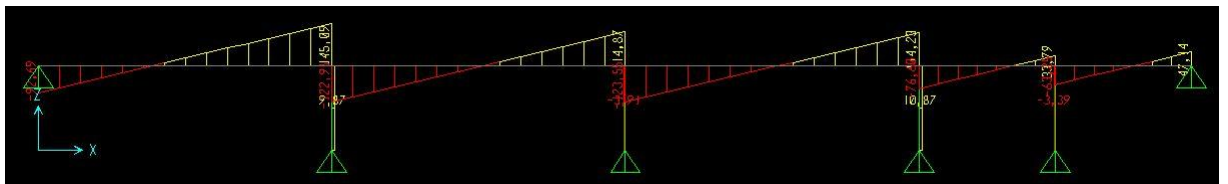


Figura 185 - Diagramma taglio (travata2)

Titolo: P2TR18

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	11,50	38,5
2	3,08	1,5

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

Diagramma:

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 125,57 kNm
 M_{yEd} 0

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

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali:
 FeB44K es fm=28,8
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 318,5 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 21,34 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,593 ‰ σ_{c,adm} 2,25 N/mm²
 σ_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0,2 τ_{c1} 0,9714

Calcoli:
 M_{xRd} 133,8 kNm
 σ_c -21,34 N/mm²
 σ_s 318,5 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 22,57 ‰
 d 38,5 cm
 x 5,169 x/d 0,1343
 δ 0,7

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

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

Figura 186 - Momento resistente P2TR18

VERIFICHE A TAGLIO			
Armatura a taglio: 1st. 8Φ 2br. /150			
passo	150 mm	308	SI
n. bracci	2		
nst/m	6,67		
Φ st.	8 mm		
Asw (1staffa)	100,53 mm²		
Asw / m	670,21 mm²/m	450,00	SI
CAMPATA 1			
ESTREMO SINISTRO (Appoggio 1)			
Vsd	145,09 kN	145.090 N	
normativa NTC2008			
ctg θ	2,5		
Vrsd	160.801 N		
αc	1,00		
Vrcd	254.897 N		
Vrd	160.801 N		SI

Figura 187 - Risultati verifiche a taglio P2TR18

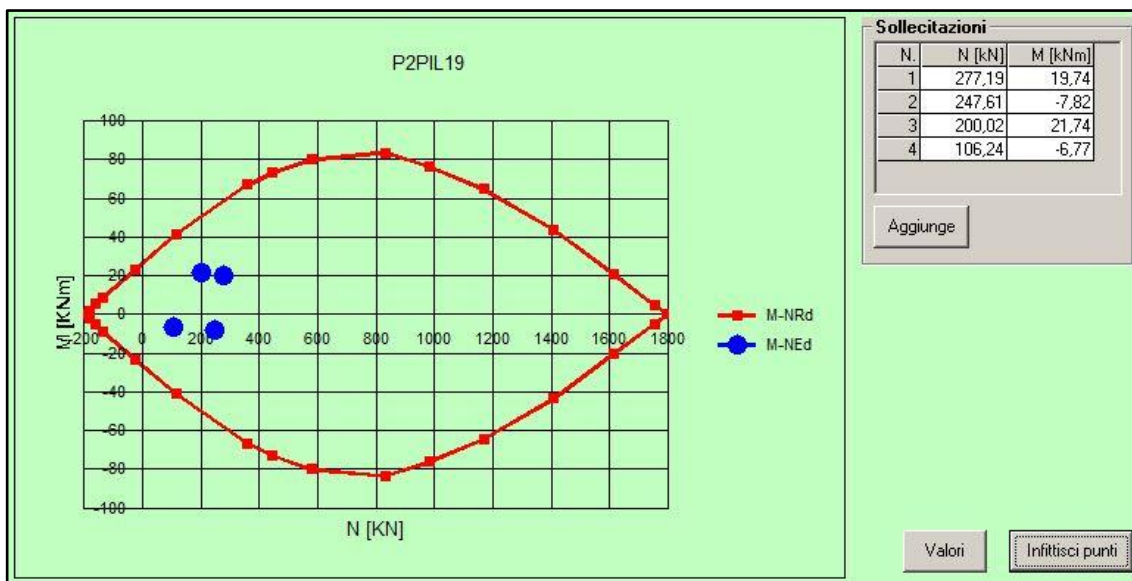


Figura 188 - Dominio M-N pilastri P2PIL19

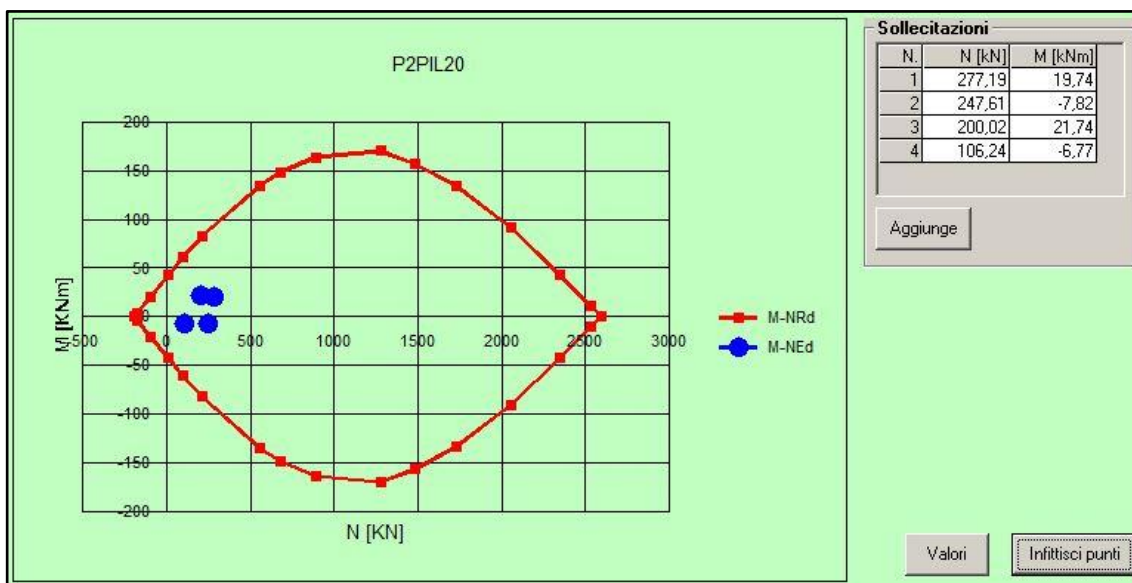


Figura 189 - Dominio M-N pilastri P2PIL20

Come si vede dai risultati riportati, per l'elemento trave P2TR18 sono rispettati i dettagli costruttivi prescritti dal §4.1.6.1.1 delle NTC2008 in riferimento all'area minima dell'armatura a taglio e al passo minimo richiesto per le staffe.

Per gli elementi P2PIL19 e P2PIL20 è verificato il rispetto dei dettagli costruttivi prescritti dal §4.1.6.1.2 in riferimento al diametro minimo delle barre parallele all'asse dell'elemento ($\Phi_{\min} = 12\text{mm}$) e al passo minimo delle staffe ($p_{\text{staffe, max}} = 12 \Phi_{\text{long}} = 168\text{mm}$).

➤ **TRAVE/PILASTRI MENSA PARTE NUOVA (PT-TR13 e PT-PIL13)**

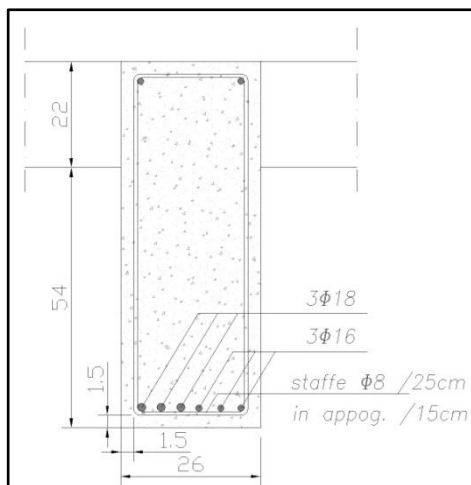


Figura 190 - PT-S24R/TR13

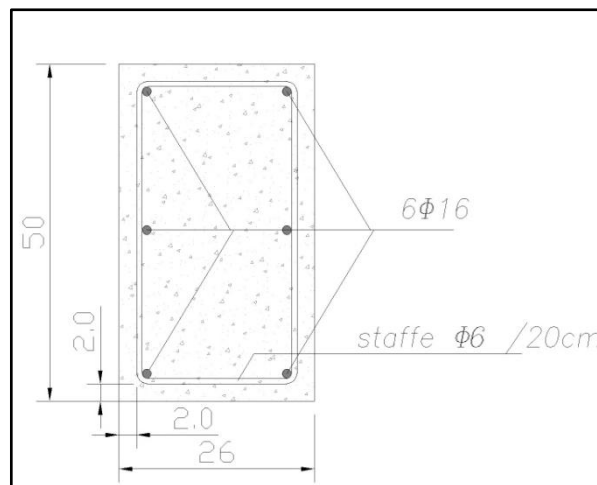


Figura 191 - PT-S24R/PIL13

- **CARICHI PERMANENTI**

Peso proprio trave (PT-S24R/TR13):

peso proprio = 25 kN/m^3

$25 \times 0.26 \times 0.76 = 4.94 \text{ kN/m} = G_{k1}$

Peso proprio pilastro (PT-S24R/PIL13):

peso proprio = 25 kN/m^3

$25 \times 0.26 \times 0.50 = 3.25 \text{ kN/m} = G_{k1}$

Peso permanente portato:

da muratura sovrastante

$101.08 \text{ kN/m} = G_{k2,a}$

soffitto 5: peso proprio 4.11 kN/m^2

$4.11 \times 7.00 = 28.77 \text{ kN/m} = G_{k2,b}$

da muratura esterna (carico concentrato)

$20.79 \text{ kN} = G_{k2,c}$

- **CARICHI ACCIDENTALI**

Categoria C1 – scuola

$3.00 \times 7.0 = 21.00 \text{ kN/m} = Q_k$

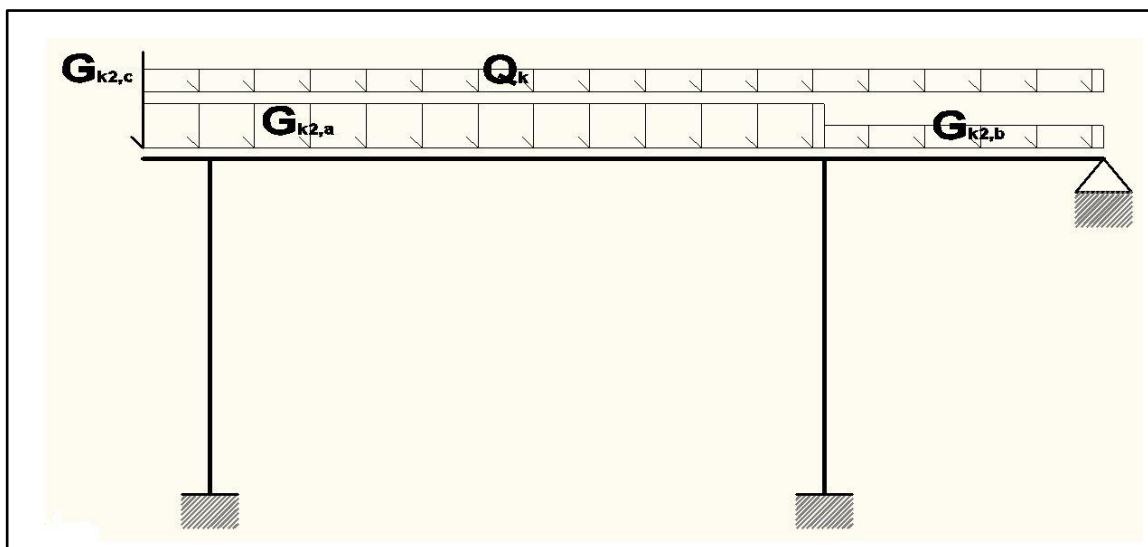


Figura 192 - Portale mensa, schema di carico

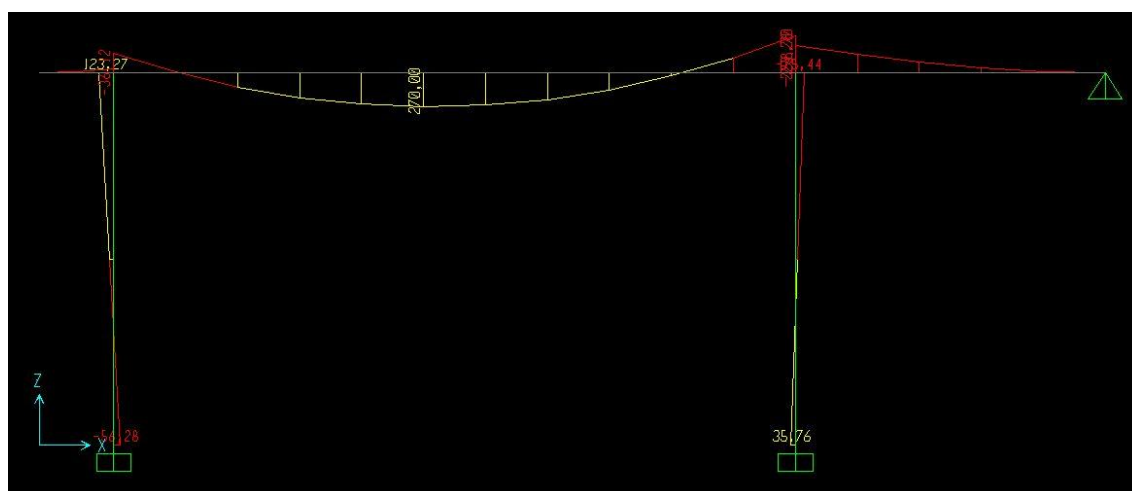


Figura 193 - Diagramma momento flettente

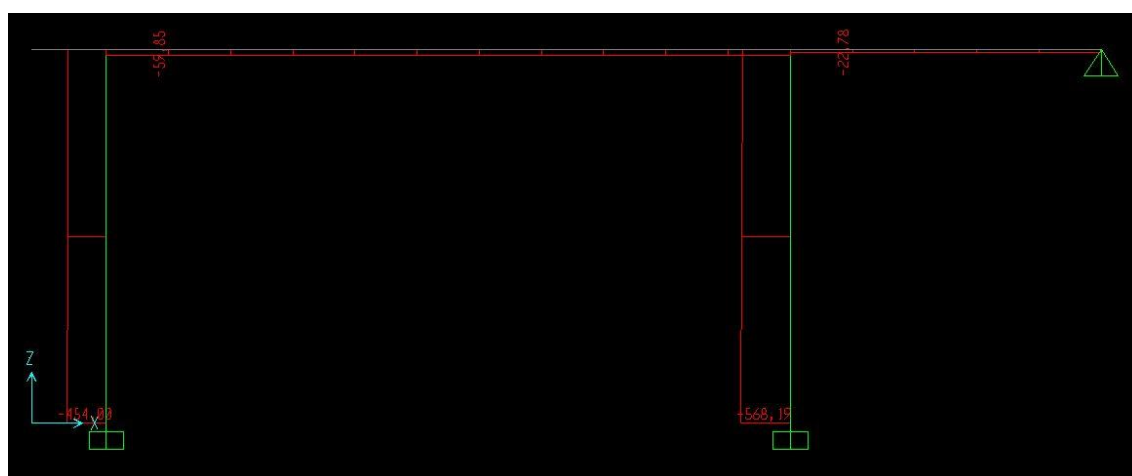


Figura 194 - Diagramma sforzo normale

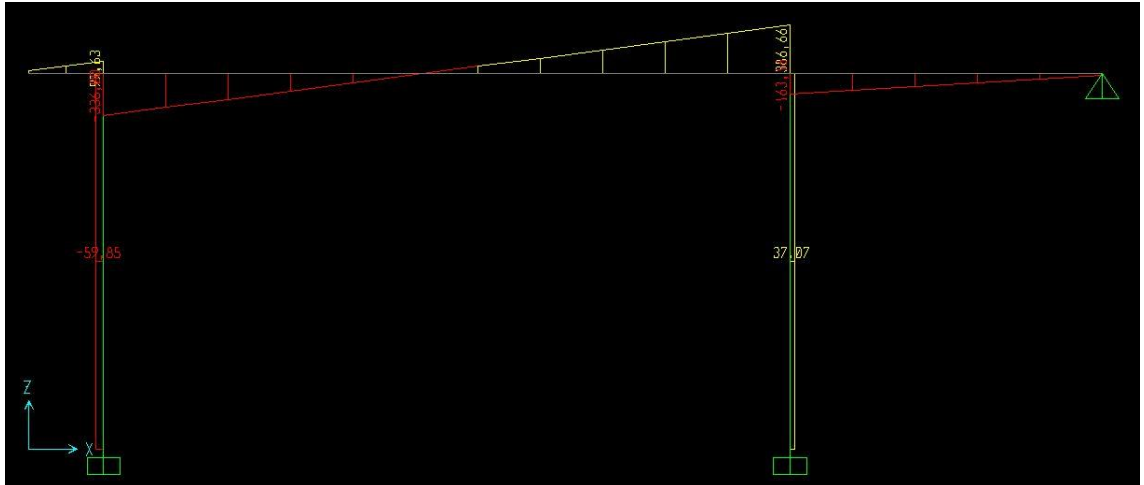


Figura 195 - Diagramma taglio

Titolo : PTS23R/TR13

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	26	76

N°	As [cm²]	d [cm]
1	13,67	74
2	5,09	2

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
FeB44K es fm=28,8

ϵ_{su} <input type="text" value="67,5"/> ‰	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd} <input type="text" value="318,5"/> N/mm²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3,5"/> ‰
E_s <input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f_{cd} <input type="text" value="21,34"/> N/mm²
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0,8"/>
ϵ_{syd} <input type="text" value="1,593"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="2,25"/> N/mm²
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="0"/> N/mm²	τ_{co} <input type="text" value="0,2"/>
	τ_{c1} <input type="text" value="0,9714"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezione C.A.
 File

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

Precompresso

Figura 196 - Momento resistente PTS24R/TR13

VERIFICHE A TAGLIO				
Armatura a taglio: 1st. 8Φ 2br. /150				
passo	150 mm	333	SI	
n. bracci	2			
nst/m	6,67			
Φ st.	8 mm			
Asw (1staffa)	100,53 mm ²			
Asw / m	670,21 mm ² /m	390,00	SI	
CAMPATA 1				
ESTREMO SINISTRO (Appoggio 1)				
Vsd	306,66 kN	306.660	N	
normativa NTC2008				
ctg θ	2,5			
Vrsd	311.160	N		
αc	1,00			
Vrcd	427.476	N		
Vrd	311.160	N		
				SI

Figura 197 - Risultati verifiche a taglio PTS24R/TR13

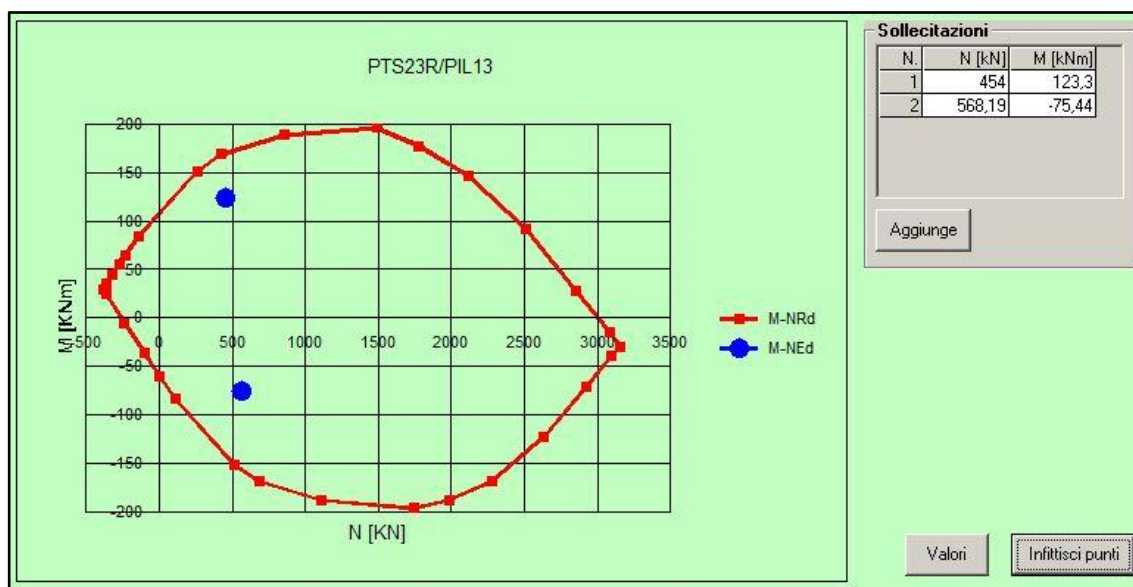


Figura 198 - Dominio M-N pilastri PTS23R/PIL13

Come si vede dai risultati riportati, per l'elemento trave PTS24R/TR13 sono rispettati i dettagli costruttivi prescritti dal §4.1.6.1.1 delle NTC2008 in riferimento all'area minima dell'armatura a taglio e al passo minimo richiesto per le staffe.

Capitolo 10

Proposta degli interventi di consolidamento ai carichi non sismici

10.1. Considerazioni sullo stato attuale della struttura

Come è stato già descritto nei capitoli precedenti dalle verifiche statiche ai carichi verticali è emerso quanto segue:

- Le verifiche statiche a flessione dei *solai* non risultano tutte soddisfatte. I solai del piano terra delle due aule laterali all'ingresso della parte vecchia risultano non verificate probabilmente per il cambio di destinazione d'uso del piano sovrastante: con l'intervento eseguito nel 2006 sono state realizzate due aule laddove inizialmente era presente un sottotetto ad uso di deposito. Per quanto riguarda il solaio del piano primo della parte vecchia il problema consiste nella presenza di una tipologia di solaio di cui non esiste attualmente metodi di verifica agli Stati Limite Ultimi di comprovata validità. Si è pertanto utilizzato un metodo di verifica a rottura basato su formule sperimentali proposte dalla A.N.D.I.L. laterizi su esperienze condotte negli anni '50 dai ricercatori Danusso e Lauletta ("Ricerche sperimentali su strutture in laterizio", atti del congresso A.N.D.I.L. 1959) con risultati però non soddisfacenti. I solai della parte nuova non risultano soddisfatti ne quello del piano terra ne quello del piano primo. Su questo risultato influenzano probabilmente le informazioni a disposizione che permettono di verificare unicamente i solai su due appoggi e non come collaboranti tra di loro per la mancanza di dati sulle armature superiori agli appoggi.
- Le verifiche a pressoflessione ortogonale al proprio piano dei *pannelli in muratura* eseguite seguendo le indicazioni del D.M. 14 Gennaio 2008 – “Norme tecniche per le costruzioni” (che fanno riferimento al D.M. 20/11/1987) sono per in buona parte soddisfatte per quanto riguarda la parte più vecchia dell'edificio mentre risultano quasi completamente non soddisfatte per quanto riguarda la parte nuova. Le motivazioni sono diversificate in base agli elementi considerati così come evidenziato nel capitolo 8.

A seguito dei risultati ottenuti si programmerà come prima forma di intervento una nuova serie di indagini strumentali al fine di raggiungere un livello di conoscenza LC2. Per ottenere questo risultato è infatti necessario disporre di *verifiche in situ estese ed esaustive* e *indagini in situ estese*, così come indicato nella Circolare n. 617 delle Norme Tecniche per le Costruzioni: per quanto riguarda le murature si richiede che l'esame dei dettagli costruttivi degli elementi sia esteso in modo sistematico all'intero edificio e che vengano effettuate prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta per ogni tipo di muratura presente; per quanto riguarda il c.a. si richiede che la quantità e la disposizione dell'armatura sia verificata per almeno il 35% degli elementi e di disporre di almeno 2 provini di cls per 300 m² di piano dell'edificio.

Successivamente a questa ulteriore serie di indagini sull'edificio, si prevedono gli interventi di consolidamento, descritti nei successivi paragrafi, per quegli elementi che sono risultati non verificati secondo la vigente normativa.

10.2. Intervento sui solai

10.2.1. Solaio 1 - Solaio 4 - Solaio 5

Per questi solai è previsto un intervento di consolidamento con l'impiego di fibre FRP per il rinforzo all'intradosso dei travetti in c.a. che non soddisfano le verifiche agli SLU. Per il progetto dell'intervento è stato fatto riferimento al CNR-DT200/2004 "*Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati*".

Per quanto riguarda l'adeguamento sismico è stato previsto il progetto di un collegamento efficace tra la copertura e i pannelli portanti in muratura, onde evitare lo sfilamento del solaio durante l'evento sismico e anche l'instaurarsi del meccanismo di collasso di ribaltamento fuori dal piano della porzione di muratura.

Stima del quantitativo di FRP necessario

Per stimare il quantitativo di fibre necessario si eseguono le solite verifiche a sezione resistente in cemento armato secondo gli stati limite ultimi viste nel Capitolo 7 considerando nel calcolo un'armatura aggiuntiva posizionata all'intradosso del travetto. Una volta determinata l'armatura minima - A_{nec} - per cui la verifica agli SLU risulta soddisfatta è stata trovata la corrispondente quantità di fibra.

Dato che le verifiche allo stato attuale non risultano soddisfatte né in mezzeria per flessione né agli appoggi per taglio, è stato deciso di apporre la fibra per tutta la luce dei travetti ed è stata calcolata la giusta lunghezza di ancoraggio in modo da evitare anche la delaminazione della fibra.

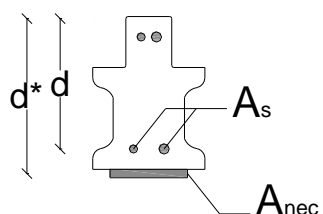
Procedendo per tentativi è stato trovato il valore minimo dell'armatura da aggiungere ai travetti in c.a. affinché le verifiche risultassero soddisfatte; si è trovato:

$$\text{SOLAIO 1} \quad A_{nec} = 50 \text{ mm}^2$$

$$\text{SOLAIO 4} \quad A_{nec} = 160 \text{ mm}^2$$

$$\text{SOLAIO 5} \quad A_{nec} = 210 \text{ mm}^2$$

La sezione resistente può essere studiata come una, geometricamente equivalente, dove l'armatura presente all'intradosso è pari alla somma di quella già presente e di quella aggiunta posta ad una distanza dall'estradosso coincidente con il baricentro, cioè:



$$d_m = \frac{A_s \cdot d + A_{nec} \cdot d^*}{A_s + A_{nec}} \quad (11.1)$$

In questo caso si è utilizzato il software VCASlu Versione 7.5 del Prof. Piero Gelfi e i risultati vengono riportati nelle tabelle seguenti. Come per le verifiche allo stato attuale è stato determinato il dominio resistente della sezione ed è stato verificato che fosse:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

con:

M_{Rd} = valore di calcolo del momento resistente;

M_{Ed} = valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

Titolo: Solaio1-PT-S3A MODIFICATO

N° figure elementari: 2 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	4
2	6	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2,26	23
2	0,5	24

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 18,64 kNm
M_{yEd} 0

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

Materiali
FeB44K es fm=14,3
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 318,5 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 10,59
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 1,593 ‰ σ_{c,adm} 2,25
σ_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0,2
τ_{c1} 0,9714

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 19,44 kNm
σ_c -10,59 N/mm²
σ_s 318,5 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 29,32 ‰
d 24 cm
x 2,56 x/d 0,1067
δ 0,7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezione C.A.
File

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

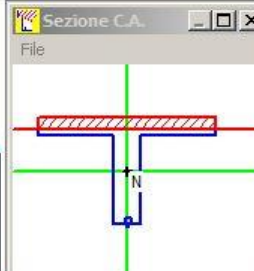


Figura 199 - Verifica solaio 1 MODIFICATO

Titolo: Solaio4-PT-S18A MODIFICATO

N° figure elementari: 2 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	4
2	12	18

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,02	21
2	1,6	22

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 36,2 kNm
M_{yEd} 0

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

Materiali
FeB44K es fm=28,8
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 318,5 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 21,34
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 1,593 ‰ σ_{c,adm} 2,25
σ_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0,2
τ_{c1} 0,9714

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 36,81 kNm
σ_c -21,34 N/mm²
σ_s 318,5 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 41,22 ‰
d 22 cm
x 1,722 x/d 0,07827
δ 0,7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezione C.A.
File

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

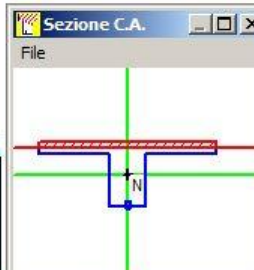


Figura 200 - Verifica solaio 4 MODIFICATO

Titolo: Solaio5-P1S33A MODIFICATO

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	4
2	12	18

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3.47	21
2	2.1	22

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali
FeB44K es **fm=28.8**
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} N/mm²
τ_{c1} N/mm²

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

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezione C.A.
File

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

L₀ cm
 Precompresso

Figura 201 - Verifica solaio 5 MODIFICATO

Calcolo area e n° strati di FRP

Dal catalogo della BASF Construction Chemical Italia s.p.a. è stato scelto un rinforzo, di tessuto unidirezionale in fibra di carbonio, nominato “MBRACE Fibre Carbonio Alta resistenza” caratterizzato da fibre in carbonio ad alta tenacità commercializzato in rotoli di 50 m² con le caratteristiche seguenti:

Tipo di rinforzo	MBRACE FIBRE Alta Resistenza
Tipo di fibra	carbonio
Spessore del carbonio per il calcolo	0.165 mm
Modulo elastico medio a trazione	230 GPa
Deformazione ultima media a trazione	1.3 %
Resistenza caratteristica a trazione	2500 MPa

Una volta determinata, per tentativi, l'area aggiuntiva necessaria A_{nec} si è può passare al calcolo dell'area del materiale composito equivalente $A_{s,eq}$ da applicare al travetto:

$$A_{s,eq} = \frac{f_{yd}}{f_{fdd}} \cdot A_{nec} \quad (11.2)$$

dove:

f_{fdd} = tensione di progetto del rinforzo (per delaminazione di estremità);

f_{yd} = tensione di snervamento dell'acciaio pari a 373.9 MPa avendo considerato barre FeB44K;

A_{nec} = area aggiuntiva necessaria per soddisfare le verifiche agli SLU.

Il calcolo della tensione di progetto è stato condotto con l'espressione seguente:

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{fd} \cdot \sqrt{\gamma_c}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{Fk}}{t_f}} \quad (11.3)$$

dove:

- γ_{fd} coefficiente parziale di delaminazione, secondo CNR-DT 200/2004 assunto pari a :
 - 1.20 “Applicazioni tipo A”, cioè sistemi di rinforzo di cui sono certificati sia i materiali che il sistema completo applicato ad un substrato definito;
 - 1.50 “Applicazioni tipo B”, sistemi di rinforzo di cui sono certificati solo i materiali.
- t_f = spessore delle fibre pari, nel caso in esame, a 0.22 mm;
- E_f = Modulo di elasticità normale nella direzione della forza pari a 240 GPa;
- Γ_{Fk} = Energia specifica di frattura al frattile 5% :

$$\Gamma_{Fk} = 0.03 \cdot K_b \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{ctm}} \quad (11.4)$$

nella quale $f_{ck} = f_{cm} = 28.8 \text{ MPa}$ e $f_{ctm} = 2.82 \text{ MPa}$ sono rispettivamente la resistenza media a compressione e la resistenza media a trazione del calcestruzzo costituente gli elementi da rinforzare, mentre il parametro “ K_b ” è un fattore puramente geometrico in funzione della larghezza della trave rinforzata, b , e della larghezza del rinforzo, b_f , calcolabile attraverso l'espressione seguente:

$$K_b = \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b}}{1 + \frac{b_f}{400}}} \quad (11.5)$$

valida per rapporti $\frac{b_f}{b} > 0.33$ come nel caso in esame in cui si sceglie una larghezza della fibra pari a quella del travetto da rinforzare ($b_f/b = 1.00$).

Per i travetti del **soffitto 1** sottoposto all'intervento di consolidamento si ha:

$$K_b = \sqrt{\frac{2 - \frac{60}{60}}{1 + \frac{60}{400}}} = 0.933$$

Dalla quale si ricava: $\Gamma_{Fk} = 0.03 \cdot K_b \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{ctm}} = 0.252$

La tensione di progetto del rinforzo vale quindi:

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{fd} \cdot \sqrt{\gamma_c}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{Fk}}{t_f}} = \frac{1}{1.2 \cdot \sqrt{1.5}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 230000 \cdot 0.252}{0.165}} = 570.31 \text{ MPa}$$

Per i travetti del **soffitto 4** e del **soffitto 5** sottoposti all'intervento di consolidamento si ha:

$$K_b = \sqrt{\frac{2 - \frac{120}{120}}{1 + \frac{120}{400}}} = 0.877$$

Dalla quale si ricava: $\Gamma_{Fk} = 0.03 \cdot K_b \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{ctm}} = 0.237$

La tensione di progetto del rinforzo vale quindi:

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{fd} \cdot \sqrt{\gamma_c}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{Fk}}{t_f}} = \frac{1}{1.2 \cdot \sqrt{1.5}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 230000 \cdot 0.237}{0.165}} = 553.08 \text{ MPa}$$

Rimane da determinare lo spessore del rinforzo e il numero di strati necessari a ottenere tale spessore con le seguenti espressioni:

Per il **solai** **1** abbiamo quindi un'area equivalente pari a:

$$A_{s,eq} = \frac{f_{yd}}{f_{fdd}} \cdot A_{nec} = \frac{373.9}{570.31} \cdot 50 = 32.78 \text{ mm}^2$$

Spessore del rinforzo:

$$S_{pf} = \frac{A_{s,eq}}{b_f} = \frac{32.78}{60} = 0.55 \text{ mm}$$

n° di strati:

$$n_f = \frac{S_{pf}}{t_f} = \frac{0.55}{0.165} = \mathbf{3.31}$$

Per il **solai** **4** abbiamo quindi un'area equivalente pari a:

$$A_{s,eq} = \frac{f_{yd}}{f_{fdd}} \cdot A_{nec} = \frac{373.9}{553.08} \cdot 160 = 108.16 \text{ mm}^2$$

Spessore del rinforzo:

$$S_{pf} = \frac{A_{s,eq}}{b_f} = \frac{108.16}{120} = 0.90 \text{ mm}$$

n° di strati:

$$n_f = \frac{S_{pf}}{t_f} = \frac{0.90}{0.165} = \mathbf{5.46}$$

Per il **solai** **5** abbiamo quindi un'area equivalente pari a:

$$A_{s,eq} = \frac{f_{yd}}{f_{fdd}} \cdot A_{nec} = \frac{373.9}{553.08} \cdot 210 = 141.97 \text{ mm}^2$$

Spessore del rinforzo:

$$S_{pf} = \frac{A_{s,eq}}{b_f} = \frac{141.97}{120} = 1.18 \text{ mm}$$

n° di strati:

$$n_f = \frac{S_{pf}}{t_f} = \frac{1.18}{0.165} = \mathbf{7.15}$$

Nella tabella seguente si riassumono i risultati ottenuti:

Quantitativo di FRP necessario

n° Solaio	Armatura aggiuntiva $A_{s,nec}$ [mm ²]	Armatura FRP equiv. $A_{s,eq}$ [mm ²]	Larghezza fibra b_f [mm]	N° strati FRP n_f	Spess. singola fibra t_f [mm]	Spess. Strato fibra s_{pf} [mm]
1	50.00	32.78	60	4	0.165	0.66
4	150.00	101.40	120	6	0.165	0.99
5	200.00	135.21	120	8	0.165	1.32

Tab. 10 – 1 – Risultati rinforzi FRP

Lunghezza di ancoraggio

Per il rinforzo di elementi in c.a. con lamine o tessuti di materiale composito, ha grande importanza l'aderenza tra il cls e il composito aggiunto in modo da evitare il verificarsi del meccanismo di rottura fragile per delaminazione. Nel rispetto del criterio della *gerarchia delle resistenze* la rottura per delaminazione deve avvenire successivamente al collasso per flessione dell'elemento rinforzato.

Per quanto concerne la lunghezza ottimale di ancoraggio, seguendo quanto riportato nella CNR DT200/2004 si ha, facendo riferimento ad una tipica prova di aderenza che il valore ultimo della forza supportabile dal rinforzo di FRP prima che subentri la delaminazione, dipende a parità di tutte le altre condizioni, dalla lunghezza l_b della zona incollata.

Tale valore è direttamente proporzionale ad l_b fino a raggiungere un massimo corrispondente ad una ben definita lunghezza l_e oltre la quale non si registrano ulteriori incrementi della forza trasmessa.

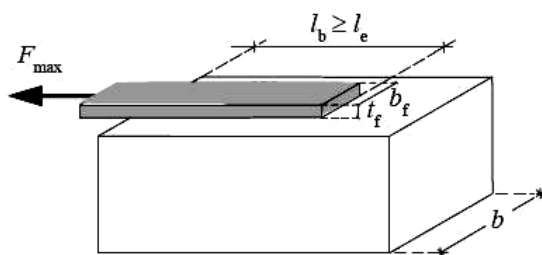


Figura 202 - Schema di una tipica prova di aderenza

La lunghezza l_e viene definita lunghezza ottimale di ancoraggio e corrisponde quindi alla lunghezza minima di quest'ultimo che assicura la trasmissione del massimo sforzo di aderenza.

La lunghezza ottimale di ancoraggio può essere stimata nel seguente modo:

$$l_e = \sqrt{\frac{t_f \cdot E_f}{2 \cdot f_{ctm}}} = \sqrt{\frac{0.165 \cdot 230000}{2 \cdot 2.82}} = 82.03 \text{ mm}$$

E' stato quindi scelto:

$$l_e = 85 \text{ mm}$$

Messa in opera delle fibre

Per una corretta messa in opera occorre accertarsi che la temperatura ambientale sia superiore ai 5°C e quando non sia prevista pioggia, formazione di rugiada o qualsiasi situazione che possa bagnare il supporto. La ditta fornitrice del tessuto e della resina usata, la Betontex, fornisce la scheda applicativa dell'intervento con specificate le seguenti fasi:

- *Preparazione del supporto.*

Nel caso in esame i travetti in c.a. non risultano degradati quindi sarà sufficiente eseguire una sabbiatura, con successiva pulitura della superficie sabbiata attraverso aria compressa.

- *Applicazione Primer.*

Il Primer è composto da due componenti A e B: è necessario miscelare meccanicamente il componente A prima di aggiungere il componente B. Il componente A deve essere mescolato con il componente B, mediante un trattamento a frusta a bassa velocità, nel rapporto prescritto dalla confezione per circa un minuto fino ad ottenere un impasto di colorazione uniforme. Occorre fare attenzione al tempo utile di applicazione, in quanto può variare in funzione della temperatura ambiente e dalla quantità di Primer applicata; l'applicazione del Primer deve essere fatta in maniera regolare a pennello o a rullo.

- *Rasatura.*

La rasatura serve per eliminare l'eventuale presenza di vaiolature e deve essere fatta entro le 24 dall'applicazione del Primer, subito dopo che non risulterà più appiccicoso

al tatto. La rasatura può essere eseguita con rasante a basso spessore o ad alto spessore a seconda delle necessità

- *Applicazione dell'adesivo e delle fibre.*

L'adesivo è un prodotto da applicare tramite rullo a pelo corto, fresco sulla rasatura o nel caso di assenza della rasatura, quando il Primer non risulterà più appiccicoso al tatto e comunque entro le 24 ore dall'applicazione di quest'ultimo. Dopo aver applicato il primo strato di adesivo, si stenderà il tessuto unidirezionale avendo cura di



premerlo per due o tre volte nella direzione longitudinale della fibra usando un rullino a denti smussati e paralleli alla direzione delle fibre per eliminare l'aria dallo strato di resina. La seconda mano di adesivo deve essere stesa sulla superficie del foglio. Nel caso in esame, essendo dei solai di piano, occorrerà successivamente intonacare gli elementi rinforzati; per questo dopo l'applicazione dell'adesivo, si dovrà seminare sulla superficie della sabbia fine per irruvidire la superficie stessa e rendere più facile l'adesione dell'intonaco.

- *Stagionatura*

L'FRP così ottenuto dovrà essere lasciato indurire per un tempo non inferiore alle 24 ore, se si ha una temperatura ambiente di circa 20°C, prima di poter destinare al servizio l'elemento rinforzato. Per temperature inferiori a 20°C sarà necessario attendere un tempo superiore alle 24 ore.

10.2.2. Solaio 6

Per questo tipo di solaio, a causa delle problematiche descritte in precedenza, si è deciso per un intervento di completa sostituzione con un nuovo tipo Bausta tralicciato. Per le caratteristiche costruttive del nuovo tipo di solaio, riportate in seguito, si è fatto uso del "Prontuario Tecnico Cambi F.lli s.r.l."

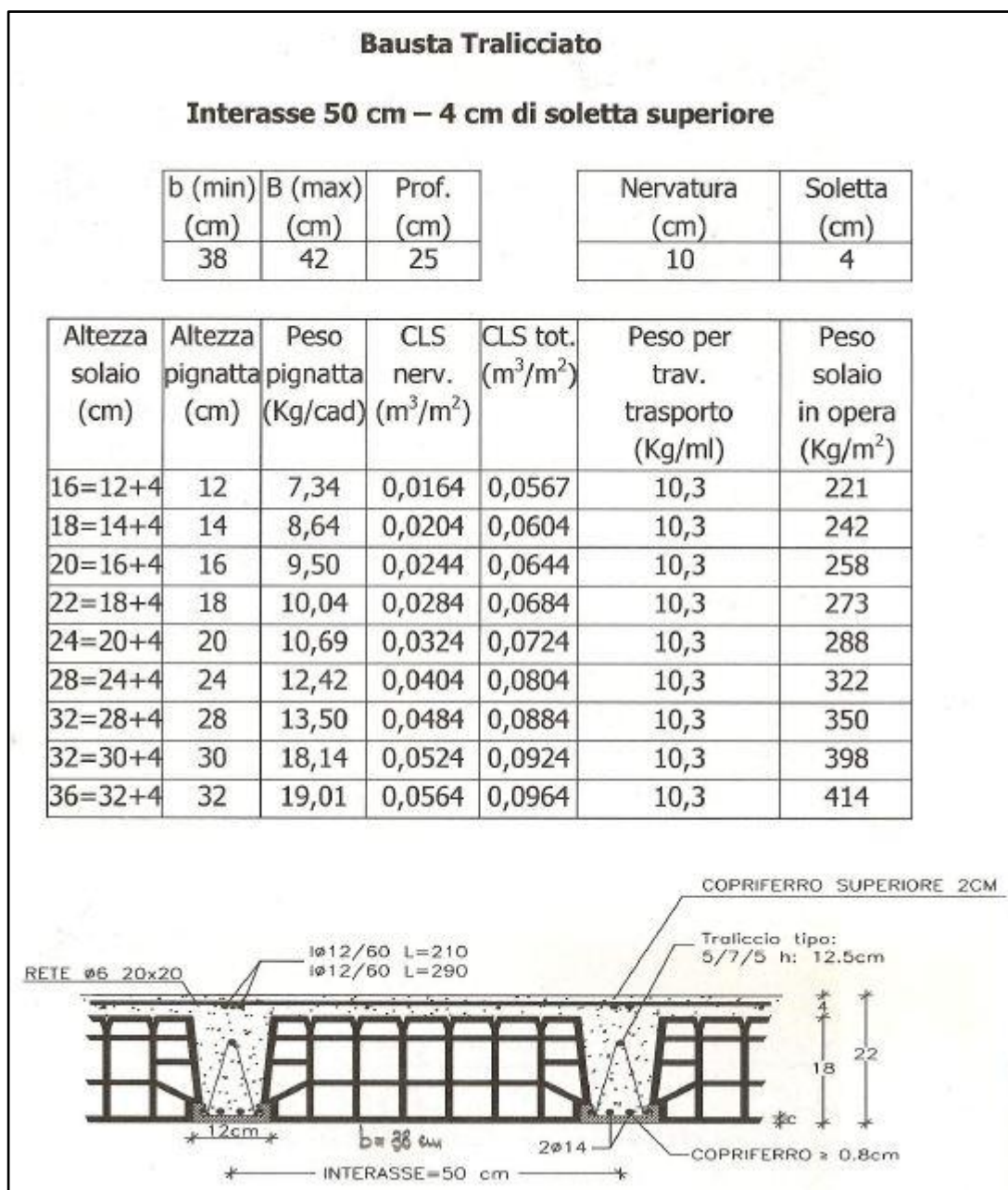


Figura 203 - Caratteristiche solaio 6 MODIFICATO

Descrizione	Luce di calcolo [m]	n. travetti/m	Carico Permanente G _k		Carico Variabile Q _k	
			[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m]
Solaio 6	6,00	2,00	2,68	1,34	0,50	0,25

Tab. 10 – 2 – Condizione di carico solaio 6 MODIFICATO

Verifica agli Stati Limite Ultimi (solaio 6 MODIFICATO)

- Combinazione di carico (NTC 2008):

$$q_{SLU} = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = 1.3 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k = 2.12 \text{ kN/m}$$

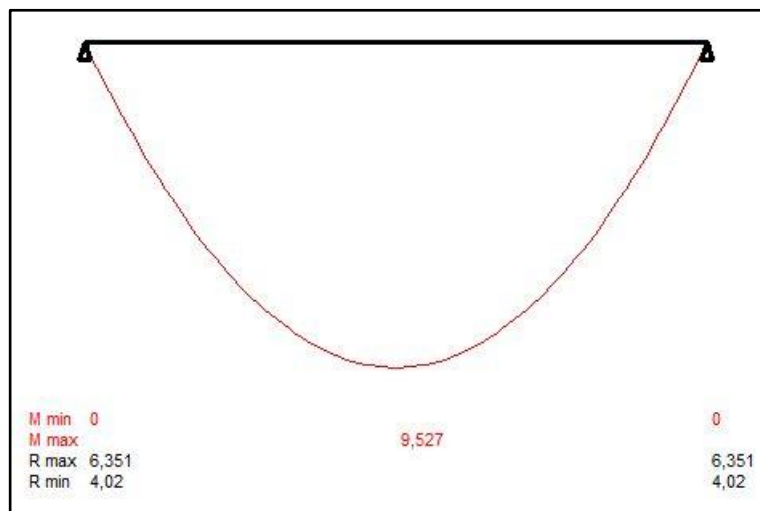


Figura 204 - Diagramma momento flettente solaio 6 MODIFICATO

Titolo: Solaio6 MODIFICATO

N° figure elementari: 2 Zoom N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	4
2	12	18

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,08	20

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 9,53 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

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

Materiali

Proprietà	B450C	C25/30
ε _{su} (%)	67,5	2
f _{yd} (N/mm²)	391,3	3,5
E _s (N/mm²)	200.000	14,17
E _s /E _c	15	0,8
ε _{syd} (%)	1,957	9,75
σ _{s,adm} (N/mm²)	255	0,6
τ _{c1}		1,829

Verifica

M_{xRd}: 23,05 kNm
σ_c: -14,17 N/mm²
σ_s: 391,3 N/mm²
ε_c: 3,5 ‰
ε_s: 29,87 ‰
d: 20 cm
x: 2,097 w/d: 0,1049
δ: 0,7

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 205 - Verifica solaio 6 MODIFICATO

I nuovi solai saranno poi collegati alle murature con apposite spillature per avere un comportamento scatolare della struttura e distribuire le azioni sismiche alle pareti di controvento; in questo modo poi si eviterà il meccanismo di ribaltamento della parete orientata trasversalmente alla direzione sismica e dovrà essere verificato il nuovo possibile cinematisimo, cioè quello ad arco per formazione delle tre cerniere.

Per l'ancoraggio alle pareti esterne sono state utilizzate armature di cucitura di diametro Φ 14 ad un passo di 40 cm per tutta la loro lunghezza. Per garantirne il corretto funzionamento si è considerato una lunghezza di ancoraggio dei ferri nella soletta di 70 cm. I ferri di cucitura hanno la funzione di trasmettere gli sforzi alla soletta armata che essendo vincolata anche ai muri longitudinali si oppone al ribaltamento della parete.

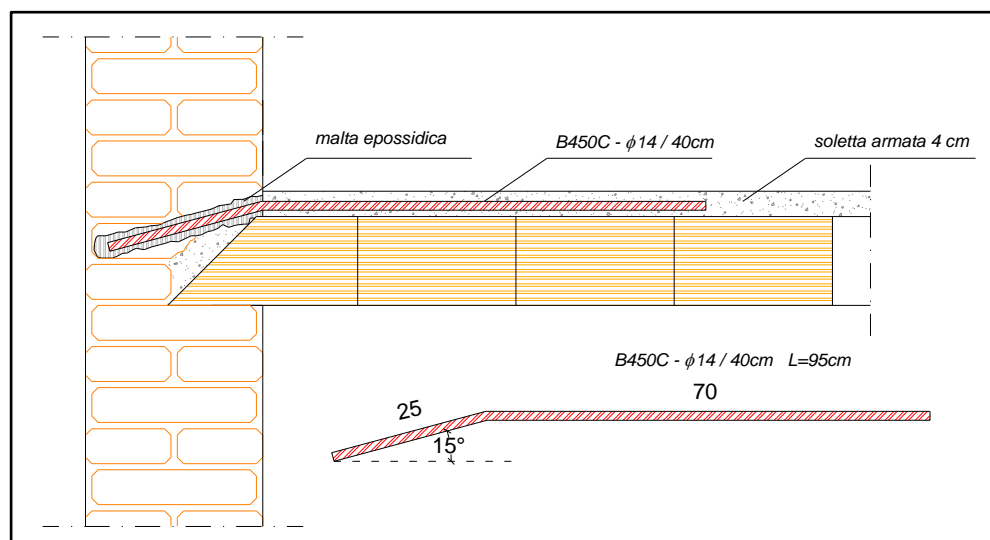


Figura 206 - Particolare appoggio solaio/muratura

La soletta è armata con una rete elettrosaldata a maglia quadrata di 15 cm costituita da ferri di diametro Φ 8 che garantisce una corretta ripartizione dei carichi. Il calcestruzzo utilizzato per il getto dei travetti e della soletta è di classe C25/30 e l'armatura utilizzata è formata da barre d'acciaio Φ 14 di acciaio B450C.

L'inserimento della soletta armata permette di avere un considerevole aumento della rigidezza nel piano dei solai con conseguente miglioramento della ripartizione delle forze sismiche sulle pareti di controvento e della risposta sismica globale della struttura.

10.3. Intervento sulle pareti

Per le murature portanti gli interventi di consolidamento sono estesi, per un motivo o per l'altro, a tutto l'edificio.

Il primo intervento pensato è stato quello di applicare uno strato di **intonaco armato** su entrambe le facce delle pareti e a tutti i livelli della struttura. Questo intervento ha una duplice funzione:

- aumentare la resistenza a compressione attraverso il coefficiente correttivo dei parametri meccanici così come indicato in tab.C8A2.2 della Circolare 2 febbraio 2009,
- aumentare la sezione resistente dei maschi (5 cm + 5 cm) con l'effetto benefico di riduzione della snellezza dei pannelli.

Placcaggio con intonaco armato

Questo intervento è previsto su tutto l'edificio e su entrambi i livelli della struttura.

Consiste nella realizzazione, in aderenza alla muratura esistente e su entrambe le facce della stessa, di lastre di cemento armato efficacemente collegate.

Per realizzare l'intervento sono necessari i seguenti elementi:

- Armatura di parete costituita da barre verticali ed orizzontali, con diametro Φ 6 mm, poste ad interasse compreso di 15 cm, in reti elettrosaldate;
- Armature trasversali di collegamento realizzate con barre del diametro Φ 8 mm, poste ad interasse di 30 cm, alloggiare all'interno di perforazioni passanti oppure a parziale spessore realizzate mediante trapanatura della parete;
- Lastre di conglomerato, aventi spessore compreso generalmente fra 4 e 6 cm (all'occorrenza anche superiore), costituite da malte ricche di cemento o da micro-conglomerati con addizione di prodotti anti-ritiro

e devono susseguirsi le seguenti fasi di esecuzione:

- Rimozione completa dell'intonaco, se presente, su entrambe le facce della parete e accurata pulizia della superficie muraria su cui si deve intervenire;
- Scrostatura e scalfittura della malta degli interstizi dei giunti, pulizia accurata finale delle superfici murarie;
- Perforazioni, passanti o non passanti della muratura, eseguite con fioretto o trapano a sola rotazione ottenendo fori di diametro non superiore a 30 mm,

disposti ad interasse di 30 cm. Le perforazioni devono essere leggermente inclinate per favorire il colaggio della boiaccia;

- Consolidamento della muratura in corrispondenza di discontinuità o delle lesioni più consistenti con iniezioni di malta;
- Lavaggio abbondante con acqua della muratura;
- Applicazione delle armature di parete, (maglia elettrosaldata), posizionate ad almeno 1 cm dal muro con opportuni distanziatori, fissate con chiodi alla muratura, curando la sovrapposizione per una lunghezza pari almeno a due maglie e risvoltandole in corrispondenza degli spigoli di almeno 50 cm;
- Inserimento nei fori delle barre di collegamento e risolto ad afferrare le armature di parete;
- Inserimento di beccucci di plastica per la sutura dei fori;
- Realizzazione delle due lastre di conglomerato, procedendo a mano per successivi strati (più frequentemente) oppure a spruzzo (spritzz beton) oppure ancora con getto entro cassaforma (per gli spessori di rivestimento maggiori).

Lo scopo principale dell'intervento eseguito con betoncino armato è quello di offrire un confinamento trasversale alla muratura; tale metodologia determina un buon risultato in termini di resistenza, a patto però che essa sia ben realizzata: intonaco presente su entrambi i lati, connessioni fitte e ben realizzate, sovrapposizione tra le maglie d'armatura.

Nella realtà tali requisiti non sono sempre rispettati nell'esecuzione dei lavori così diverse ragioni sconsigliano l'adozione di questa tecnica: difficoltà di realizzare le connessioni, riduzione significativa della superficie utile dei locali, comparsa di fenomeni di condensa per la minor traspirabilità della parete.

Per quanto riguarda l'azione sismica devono essere considerati due ulteriori aspetti:

- L'aumento della rigidezza a taglio della parete è notevole: questo fatto modifica il comportamento dinamico, con possibili incrementi delle azioni sismiche se il manufatto era originariamente piuttosto deformabile; i problemi maggiori si verificano quando l'intervento è limitato ad alcune pareti dell'edificio, che rischiano di risultare sovrassollecitate rispetto a quelle adiacenti sulle quali non si interviene;

- Aumento dei pesi complessivi dell'edificio, con conseguente aumento delle forze sismiche, spesso significativo in quanto le irregolarità geometriche delle pareti dei manufatti antichi (fuoripiombo e deformazioni) e la necessità di sovrapporre le maglie di armatura, rendono necessari spessori ben superiori ai 3 - 5 cm.

Come prescritto da normativa per definire parametri meccanici equivalenti è possibile applicare un coefficiente correttivo, diversificato per le varie tipologie di muratura, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_o) sia ai moduli elastici (E e G). Per quanto riguarda la muratura a blocchi di calcestruzzo e argilla espansa, non menzionata nella tabella riportata in circolare riguardo i parametri migliorativi delle murature, si è utilizzato un valore considerato attendibile pari a 1,5. Si riporta di seguito parte della tabella presente in normativa:

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10mm)	Ricorsi o listature	Conness. trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato
Muratura in pietra a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

Tab. 10 – 3 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici

Le caratteristiche dei materiali presenti nella struttura risultano quindi notevolmente incrementate; i nuovi valori sono:

Tipologia muraria	f_m (N/cm ²)	f_d (N/cm ²)	τ_o (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
Muratura in pietra a spacco con buona tessitura	480	133,33	9,75	2610	870	21
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	480	133,33	11,4	2250	750	18
Muratura in blocchi di cls e argilla espansa	262,5	109,38	16,5	2100	525	12

Tab. 10 – 4 - Caratteristiche dei materiali

Una volta aggiornate le caratteristiche dei materiali, gli spessori degli elementi e il carico dovuto al solaio 6 che è stato sostituito, sono state eseguite nuovamente le verifiche statiche a pressoflessione per carichi verticali, col solito procedimento descritto nel Cap.8, e sono stati ottenuti i seguenti risultati:

Stato modificato - murature in pietra a spacco														
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	M _v [kNm]	e _s [cm]	e _{acc} [cm]	e _v [cm]	e,calc	m	λ	φ	N _{res} [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°1 P.T.: Ecc.lim.=0.33t=16.50cm														
P.T.	B=930cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	266,622	0	6,67	1,35	0,00	8,02	0,96		0,45	2790,000	SI	0,10
		B-Mezz.	437,997	5,288	0,00	1,35	0,01	4,02	0,48	5,40	0,64	3968,000	SI	0,11
		A-Base	609,373	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	5146,000	SI	0,12
Maschio n°2 P.T.: Ecc.lim.=0.33t=16.50cm														
P.T.	B=80cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	25,870	0	6,67	1,35	0,00	8,02	0,96		0,45	240,000	SI	0,11
		B-Mezz.	40,612	0,455	0,00	1,35	0,01	4,02	0,48	5,4	0,64	341,333	SI	0,12
		A-Base	55,354	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	442,667	SI	0,13
Maschio n°3 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=16.50cm														
P,P,	B=100cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	0,000	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	553,333	SI	0,00
		B-Mezz.	18,428	0,569	0,00	1,35	0,03	1,35	0,16	5,40	0,83	553,333	SI	0,03
		A-Base	36,855	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	553,333	SI	0,07
P.T.	B=100cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	62,724	0	3,54	1,35	0,00	4,89	0,59		0,60	400,000	SI	0,16
		B-Mezz.	81,151	0,569	0,00	1,35	0,01	2,45	0,29	5,40	0,74	493,333	SI	0,16
		A-Base	99,579	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	553,333	SI	0,18
Maschio n°4 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=16.50cm														
P.P.	B=415cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	0,000	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	2296,333	SI	0,00
		B-Mezz.	76,474	2,360	0,00	1,35	0,03	1,35	0,16	5,4	0,83	2296,333	SI	0,03
		A-Base	152,948	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	2296,333	SI	0,07
P.T.	B=415cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	152,948	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	2296,333	SI	0,07
		B-Mezz.	229,422	2,360	0,00	1,35	0,01	1,35	0,16	5,4	0,83	2296,333	SI	0,10
		A-Base	305,897	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	2296,333	SI	0,13
Maschio n°5 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=16.50cm														
P.P.	B=70cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	10,692	0	6,67	1,35	0,00	8,02	0,96		0,45	210,000	SI	0,05
		B-Mezz.	23,591	0,398	0,00	1,35	0,02	4,03	0,48	5,4	0,64	298,667	SI	0,08
		A-Base	36,491	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	387,333	SI	0,09
P.T.	B=70cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	88,800	0	4,29	1,35	0,00	5,64	0,68		0,56	261,333	SI	0,34
		B-Mezz.	101,699	0,398	0,00	1,35	0,00	2,82	0,34	5,4	0,72	336,000	SI	0,30
		A-Base	114,599	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	387,333	SI	0,30

Stato modificato - murature in pietra a spacco														
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	M _v [kNm]	e _s [cm]	e _{acc} [cm]	e _v [cm]	e _{calc}	m	λ	φ	N _{res} [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°6 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=16.50cm														
P.P.	B=70cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	16,394	0	6,67	1,35	0,00	8,02	0,96		0,45	210,000	SI	0,08
		B-Mezz.	29,294	0,398	0,00	1,35	0,01	4,02	0,48	5,4	0,64	298,667	SI	0,10
		A-Base	42,193	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	387,333	SI	0,11
P.T.	B=70cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	122,401	0	4,29	1,35	0,00	5,64	0,68		0,56	261,333	SI	0,47
		B-Mezz.	135,300	0,398	0,00	1,35	0,00	2,82	0,34	5,4	0,72	336,000	SI	0,40
		A-Base	148,199	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	387,333	SI	0,38
Maschio n°7 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=16.50cm														
P.P.	B=140cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	15,682	0	6,67	1,35	0,00	8,02	0,96		0,45	420,000	SI	0,04
		B-Mezz.	41,480	0	0,00	1,35	0,00	4,01	0,48	5,4	0,64	597,333	SI	0,07
		A-Base	67,279	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	774,667	SI	0,09
P.T.	B=140cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	143,999	0	4,29	1,35	0,00	5,64	0,68		0,56	522,667	SI	0,28
		B-Mezz.	169,798	0	0,00	1,35	0,00	2,82	0,34	5,4	0,72	672,000	SI	0,25
		A-Base	195,596	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	774,667	SI	0,25
Maschio n°8 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=16.50cm														
P.P.	B=90cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	50,300	0	6,67	1,35	0,00	8,02	0,96		0,45	270,000	SI	0,19
		B-Mezz.	66,885	0,512	0,00	1,35	0,01	4,02	0,48	5,4	0,64	384,000	SI	0,17
		A-Base	83,470	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	498,000	SI	0,17
P.T.	B=90cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	158,560	0	3,28	1,35	0,00	4,63	0,56		0,61	366,000	SI	0,43
		B-Mezz.	175,144	0,512	0,00	1,35	0,00	2,32	0,28	5,4	0,75	450,000	SI	0,39
		A-Base	191,729	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	498,000	SI	0,38
Maschio n°9 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=16.50cm														
P.P.	B=90cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	50,300	0	6,67	1,35	0,00	8,02	0,96		0,45	270,000	SI	0,19
		B-Mezz.	66,885	0,512	0,00	1,35	0,01	4,02	0,48	5,4	0,64	384,000	SI	0,17
		A-Base	83,470	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	498,000	SI	0,17
P.T.	B=90cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	158,560	0	3,28	1,35	0,00	4,63	0,56		0,61	366,000	SI	0,43
		B-Mezz.	175,144	0,512	0,00	1,35	0,00	2,32	0,28	5,4	0,75	450,000	SI	0,39
		A-Base	191,729	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	498,000	SI	0,38
Maschio n°10 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=16.50cm														
P.P.	B=90cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	50,300	0	6,67	1,35	0,00	8,02	0,96		0,45	270,000	SI	0,19
		B-Mezz.	66,885	0,512	0,00	1,35	0,01	4,02	0,48	5,4	0,64	384,000	SI	0,17
		A-Base	83,470	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	498,000	SI	0,17
P.T.	B=90cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	158,560	0	3,28	1,35	0,00	4,63	0,56		0,61	366,000	SI	0,43
		B-Mezz.	175,144	0,512	0,00	1,35	0,00	2,32	0,28	5,4	0,75	450,000	SI	0,39
		A-Base	191,729	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	498,000	SI	0,38

Stato modificato - murature in pietra a spacco														
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	M _v [kNm]	e _s [cm]	e _{acc} [cm]	e _v [cm]	e _{calc}	m	λ	φ	N _{res} [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°11 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=16.50cm														
P.P.	B=740cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	117,275	0	6,67	1,35	0,00	8,02	0,96		0,45	2220,000	SI	0,05
		B-Mezz.	253,638	4,208	0,00	1,35	0,02	4,03	0,48	5,4	0,64	3157,333	SI	0,08
		A-Base	390,002	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	4094,667	SI	0,10
P.T.	B=740cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	417,034	0	0,30	1,35	0,00	1,65	0,20		0,80	3946,667	SI	0,11
		B-Mezz.	553,398	4,208	0,00	1,35	0,01	1,35	0,16	5,4	0,83	4094,667	SI	0,14
		A-Base	689,761	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	4094,667	SI	0,17
Maschio n°12 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=16.50cm														
P.P.	B=90cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	16,350	0	6,67	1,35	0,00	8,02	0,96		0,45	270,000	SI	0,06
		B-Mezz.	32,935	0,512	0,00	1,35	0,02	4,03	0,48	5,4	0,64	384,000	SI	0,09
		A-Base	49,520	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	498,000	SI	0,10
P.T.	B=90cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	124,610	0	4,72	1,35	0,00	6,07	0,73		0,54	324,000	SI	0,38
		B-Mezz.	141,194	0,512	0,00	1,35	0,00	3,04	0,36	5,4	0,70	420,000	SI	0,34
		A-Base	157,779	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	498,000	SI	0,32
Maschio n°13 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=16.50cm														
P.P.	B=65cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	13,080	0	6,67	1,35	0,00	8,02	0,96		0,45	195,000	SI	0,07
		B-Mezz.	25,058	0	0,00	1,35	0,00	4,01	0,48	5,4	0,64	277,333	SI	0,09
		A-Base	37,036	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	359,667	SI	0,10
P.T.	B=65cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	97,108	0	4,72	1,35	0,00	6,07	0,73		0,54	234,000	SI	0,41
		B-Mezz.	109,086	0	0,00	1,35	0,00	3,04	0,36	5,4	0,70	303,333	SI	0,36
		A-Base	121,064	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	359,667	SI	0,34
Maschio n°14 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=16.50cm														
P.P.	B=170cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	38,553	0	6,67	1,35	0,00	8,02	0,96		0,45	510,000	SI	0,08
		B-Mezz.	69,880	0	0,00	1,35	0,00	4,01	0,48	5,4	0,64	725,333	SI	0,10
		A-Base	101,207	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	940,667	SI	0,11
P.T.	B=170cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	149,264	0	4,72	1,35	0,00	6,07	0,73		0,54	612,000	SI	0,24
		B-Mezz.	180,591	0	0,00	1,35	0,00	3,04	0,36	5,4	0,70	793,333	SI	0,23
		A-Base	211,918	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	940,667	SI	0,23
Maschio n°15 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=16.50cm														
P.P.	B=40cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	0,000	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	221,333	SI	0,00
		B-Mezz.	7,371	0,227	0,00	1,35	0,03	1,35	0,16	5,4	0,83	221,333	SI	0,03
		A-Base	14,742	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	221,333	SI	0,07
P.T.	B=40cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	14,742	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	221,333	SI	0,07
		B-Mezz.	22,113	0,227	0,00	1,35	0,01	1,35	0,16	5,4	0,83	221,333	SI	0,10
		A-Base	29,484	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	221,333	SI	0,13

Stato modificato - murature in pietra a spacco														
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	M _v [kNm]	e _s [cm]	e _{acc} [cm]	e _v [cm]	e _{calc}	m	λ	φ	N _{res} [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°16 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=16.50cm														
P.P.	B=50cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	0,000	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	276,667	SI	0,00
		B-Mezz.	9,214	0,284	0,00	1,35	0,03	1,35	0,16	5,4	0,83	276,667	SI	0,03
		A-Base	18,428	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	276,667	SI	0,07
P.T.	B=50cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	18,428	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	276,667	SI	0,07
		B-Mezz.	27,641	0,284	0,00	1,35	0,01	1,35	0,16	5,4	0,83	276,667	SI	0,10
		A-Base	36,855	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	276,667	SI	0,13
Maschio n°17 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=16.50cm														
P.P.	B=430cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	134,956	0	6,67	1,35	0,00	8,02	0,96		0,45	1290,000	SI	0,10
		B-Mezz.	214,195	2,445	0,00	1,35	0,01	4,02	0,48	5,4	0,64	1834,667	SI	0,12
		A-Base	293,433	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	2379,333	SI	0,12
P.T.	B=430cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	476,653	0	3,35	1,35	0,00	4,70	0,56		0,61	1748,667	SI	0,27
		B-Mezz.	555,891	2,445	0,00	1,35	0,00	2,35	0,28	5,4	0,75	2150,000	SI	0,26
		A-Base	635,129	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	2379,333	SI	0,27
Maschio n°18 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=16.50cm														
P.P.	B=250cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	0,000	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	1383,333	SI	0,00
		B-Mezz.	46,069	1,422	0,00	1,35	0,03	1,35	0,16	5,4	0,83	1383,333	SI	0,03
		A-Base	92,138	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	1383,333	SI	0,07
P.T.	B=250cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	92,138	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	1383,333	SI	0,07
		B-Mezz.	138,206	1,422	0,00	1,35	0,01	1,35	0,16	5,4	0,83	1383,333	SI	0,10
		A-Base	184,275	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	1383,333	SI	0,13
Maschio n°19 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=16.50cm														
P.P.	B=100cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	36,216	0	6,67	1,35	0,00	8,02	0,96		0,45	300,000	SI	0,12
		B-Mezz.	54,644	0,569	0,00	1,35	0,01	4,02	0,48	5,4	0,64	426,667	SI	0,13
		A-Base	73,071	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	553,333	SI	0,13
P.T.	B=100cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	127,136	0	3,52	1,35	0,00	4,87	0,58		0,60	400,000	SI	0,32
		B-Mezz.	145,563	0,569	0,00	1,35	0,00	2,44	0,29	5,4	0,74	493,333	SI	0,30
		A-Base	163,991	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	553,333	SI	0,30
Maschio n°20 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=16.50cm														
P.P.	B=150cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	60,360	0	6,67	1,35	0,00	8,02	0,96		0,45	450,000	SI	0,13
		B-Mezz.	88,001	0,853	0,00	1,35	0,01	4,02	0,48	5,4	0,64	640,000	SI	0,14
		A-Base	115,643	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	830,000	SI	0,14
P.T.	B=150cm t=50cm H=270cm	A-Somm.	205,751	0	3,52	1,35	0,00	4,87	0,58		0,60	600,000	SI	0,34
		B-Mezz.	233,392	0,853	0,00	1,35	0,00	2,44	0,29	5,4	0,74	740,000	SI	0,32
		A-Base	261,033	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,16		0,83	830,000	SI	0,31

Stato modificato - murature in mattoni pieni														
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	M _v [kNm]	e _s [cm]	e _{acc} [cm]	e _v [cm]	e _{calc}	m	λ	φ	N _{res} [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°1 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=11.55cm														
P.P.	B=930cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	66,290	0	4,17	1,35	0,00	5,52	0,95		0,32	1388,800	SI	0,05
		B-Mezz.	169,116	0	0,00	1,35	0,00	2,76	0,47	7,7	0,54	2343,600	SI	0,07
		A-Base	271,941	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	2951,200	SI	0,09
P.T.	B=930cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	708,883	0	1,65	1,35	0,00	3,00	0,51		0,52	2256,800	SI	0,31
		B-Mezz.	811,709	0	0,00	1,35	0,00	1,50	0,26	7,7	0,66	2864,400	SI	0,28
		A-Base	914,534	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	2951,200	SI	0,31
Maschio n°2 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=11.55cm														
P.P.	B=190cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	68,770	0	4,17	1,35	0,00	5,52	0,95		0,32	283,733	SI	0,24
		B-Mezz.	84,930	0	0,00	1,35	0,00	2,76	0,47	7,7	0,54	478,800	SI	0,18
		A-Base	101,089	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	602,933	SI	0,17
P.T.	B=190cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	101,089	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	602,933	SI	0,17
		B-Mezz.	117,249	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23	7,7	0,68	602,933	SI	0,19
		A-Base	133,408	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	602,933	SI	0,22
Maschio n°3 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=11.55cm														
P.P.	B=100cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	23,730	0	4,17	1,35	0,00	5,52	0,95		0,32	149,333	SI	0,16
		B-Mezz.	32,235	0	0,00	1,35	0,00	2,76	0,47	7,7	0,54	252,000	SI	0,13
		A-Base	40,740	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	317,333	SI	0,13
P.T.	B=100cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	40,740	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	317,333	SI	0,13
		B-Mezz.	49,245	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23	7,7	0,68	317,333	SI	0,16
		A-Base	57,750	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	317,333	SI	0,18
Maschio n°4 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=11.55cm														
P.P.	B=450cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	64,282	0	4,17	1,35	0,00	5,52	0,95		0,32	672,000	SI	0,10
		B-Mezz.	102,555	0	0,00	1,35	0,00	2,76	0,47	7,7	0,54	1134,000	SI	0,09
		A-Base	140,827	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	1428,000	SI	0,10
P.T.	B=450cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	188,997	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	1428,000	SI	0,13
		B-Mezz.	227,270	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23	7,7	0,68	1428,000	SI	0,16
		A-Base	265,542	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	1428,000	SI	0,19
Maschio n°5 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=11.55cm														
P.P.	B=510cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	61,942	0	4,17	1,35	0,00	5,52	0,95		0,32	761,600	SI	0,08
		B-Mezz.	118,330	0	0,00	1,35	0,00	2,76	0,47	7,7	0,54	1285,200	SI	0,09
		A-Base	174,718	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	1618,400	SI	0,11
P.T.	B=510cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	268,878	0	1,84	1,35	0,00	3,19	0,55		0,50	1190,000	SI	0,23
		B-Mezz.	325,266	0	0,00	1,35	0,00	1,60	0,27	7,7	0,65	1547,000	SI	0,21
		A-Base	381,654	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	1618,400	SI	0,24

Stato modificato - murature in mattoni pieni														
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	M _v [kNm]	e _s [cm]	e _{acc} [cm]	e _v [cm]	e _{calc}	m	λ	φ	N _{res} [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°6 P.S. P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=11.55cm														
P.S.	B=625cm	A-Somm.	169,800	0	0,00	1,00	0,00	1,00	0,17	7,7	0,72	2100,000	SI	0,08
	t=35cm	B-Mezz.	220,988	0	0,00	1,00	0,00	1,00	0,17		0,72	2100,000	SI	0,11
	H=200cm	A-Base	272,175	0	0,00	1,00	0,00	1,00	0,17		0,72	2100,000	SI	0,13
P.P.	B=625cm	A-Somm.	353,925	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23	7,7	0,68	1983,333	SI	0,18
	t=35cm	B-Mezz.	423,028	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	1983,333	SI	0,21
	H=270cm	A-Base	492,131	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	1983,333	SI	0,25
P.T.	B=625cm	A-Somm.	867,581	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23	7,7	0,68	1983,333	SI	0,44
	t=35cm	B-Mezz.	936,684	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	1983,333	SI	0,47
	H=270cm	A-Base	1005,788	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	1983,333	SI	0,51
Maschio n°7 P.S. P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=11.55cm														
P.S.	B=710cm	A-Somm.	192,893	0	0,00	1,00	0,00	1,00	0,17	7,7	0,72	2385,600	SI	0,08
	t=35cm	B-Mezz.	251,042	0	0,00	1,00	0,00	1,00	0,17		0,72	2385,600	SI	0,11
	H=200cm	A-Base	309,191	0	0,00	1,00	0,00	1,00	0,17		0,72	2385,600	SI	0,13
P.P.	B=710cm	A-Somm.	402,059	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23	7,7	0,68	2253,067	SI	0,18
	t=35cm	B-Mezz.	480,560	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	2253,067	SI	0,21
	H=270cm	A-Base	559,061	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	2253,067	SI	0,25
P.T.	B=710cm	A-Somm.	985,572	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23	7,7	0,68	2253,067	SI	0,44
	t=35cm	B-Mezz.	1064,073	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	2253,067	SI	0,47
	H=270cm	A-Base	1142,575	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	2253,067	SI	0,51
Maschio n°8 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=11.55cm														
P.P.	B=300cm	A-Somm.	0,000	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23	7,7	0,68	952,000	SI	0,00
	t=35cm	B-Mezz.	33,170	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	952,000	SI	0,03
	H=270cm	A-Base	66,339	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	952,000	SI	0,07
P.T.	B=225cm	A-Somm.	66,339	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23	7,7	0,68	714,000	SI	0,09
	t=35cm	B-Mezz.	91,216	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	714,000	SI	0,13
	H=270cm	A-Base	116,093	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	714,000	SI	0,16
Maschio n°9 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=11.55cm														
P.P.	B=300cm	A-Somm.	0,000	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23	7,7	0,68	952,000	SI	0,00
	t=35cm	B-Mezz.	33,170	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	952,000	SI	0,03
	H=270cm	A-Base	66,339	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	952,000	SI	0,07
P.T.	B=225cm	A-Somm.	66,339	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23	7,7	0,68	714,000	SI	0,09
	t=35cm	B-Mezz.	91,216	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	714,000	SI	0,13
	H=270cm	A-Base	116,093	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	714,000	SI	0,16

Stato modificato - murature in mattoni pieni														
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	M _v [kNm]	e _s [cm]	e _{acc} [cm]	e _v [cm]	e _{calc}	m	λ	φ	N _{res} [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°10 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=11.55cm														
P.P.	B=600cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	101,469	0	4,17	1,35	0,00	5,52	0,95		0,32	896,000	SI	0,11
		B-Mezz.	167,808	0	0,00	1,35	0,00	2,76	0,47	7,7	0,54	1512,000	SI	0,11
		A-Base	234,147	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	1904,000	SI	0,12
P.T.	B=600cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	454,912	0	2,66	1,35	0,00	4,01	0,69		0,44	1232,000	SI	0,37
		B-Mezz.	521,251	0	0,00	1,35	0,00	2,01	0,34	7,7	0,60	1680,000	SI	0,31
		A-Base	587,590	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	1904,000	SI	0,31
Maschio n°11 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=11.55cm														
P.P.	B=300cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	4,905	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	952,000	SI	0,01
		B-Mezz.	38,075	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23	7,7	0,68	952,000	SI	0,04
		A-Base	71,244	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	952,000	SI	0,07
P.T.	B=300cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	93,771	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	952,000	SI	0,10
		B-Mezz.	126,941	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23	7,7	0,68	952,000	SI	0,13
		A-Base	160,110	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	952,000	SI	0,17
Maschio n°12 P.S. P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=11.55cm														
P.S.	B=235cm t=35cm H=180cm	A-Somm.	65,225	0	2,18	0,90	0,00	3,08	0,53		0,51	559,300	SI	0,12
		B-Mezz.	82,546	0	0,00	0,90	0,00	1,54	0,26	7,7	0,70	767,667	SI	0,11
		A-Base	99,868	0	0,00	0,90	0,00	0,90	0,15		0,73	800,567	SI	0,12
P.P.	B=235cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	121,777	0	0,68	1,35	0,00	2,03	0,35		0,59	647,033	SI	0,19
		B-Mezz.	147,760	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23	7,7	0,68	745,733	SI	0,20
		A-Base	173,743	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	745,733	SI	0,23
P.T.	B=235cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	274,363	0	1,99	1,35	0,00	3,34	0,57		0,49	537,367	SI	0,51
		B-Mezz.	300,346	0	0,00	1,35	0,00	1,67	0,29	7,7	0,64	701,867	SI	0,43
		A-Base	326,329	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	745,733	SI	0,44
Maschio n°13 P.S. P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=11.55cm														
P.S.	B=175cm t=35cm H=180cm	A-Somm.	53,543	0	2,18	0,90	0,00	3,08	0,53		0,51	416,500	SI	0,13
		B-Mezz.	66,442	0	0,00	0,90	0,00	1,54	0,26	7,7	0,70	571,667	SI	0,12
		A-Base	79,341	0	0,00	0,90	0,00	0,90	0,15		0,73	596,167	SI	0,13
P.P.	B=175cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	97,326	0	0,69	1,35	0,00	2,04	0,35		0,59	481,833	SI	0,20
		B-Mezz.	116,675	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23	7,7	0,68	555,333	SI	0,21
		A-Base	136,024	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	555,333	SI	0,24
P.T.	B=175cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	218,623	0	2,04	1,35	0,00	3,39	0,58		0,49	400,167	SI	0,55
		B-Mezz.	237,972	0	0,00	1,35	0,00	1,70	0,29	7,7	0,64	522,667	SI	0,46
		A-Base	257,321	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,23		0,68	555,333	SI	0,46

Stato modificato - murature in blocchi di cls e argilla espansa														
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	M _v [kNm]	e _s [cm]	e _{acc} [cm]	e _v [cm]	e _{calc}	m	λ	φ	N _{res} [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°1 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=11.55cm														
P.P.	B=126cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	78,349	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32		0,40	192,938	SI	0,41
		B-Mezz.	87,636	0,716	0,00	1,35	0,01	2,77	0,66	7,71	0,60	289,406	SI	0,30
		A-Base	96,924	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	361,758	SI	0,27
P.T.	B=126cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	96,924	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	361,758	SI	0,27
		B-Mezz.	106,211	0,716	0,00	1,35	0,01	1,35	0,32	7,71	0,75	361,758	SI	0,29
		A-Base	115,499	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	361,758	SI	0,32
Maschio n°2 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=11.55cm														
P.P.	B=226cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	151,474	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32		0,40	346,063	SI	0,44
		B-Mezz.	168,133	1,285	0,00	1,35	0,01	2,77	0,66	7,71	0,60	519,094	SI	0,32
		A-Base	184,791	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	648,867	SI	0,28
P.T.	B=226cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	184,791	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	648,867	SI	0,28
		B-Mezz.	201,450	1,285	0,00	1,35	0,01	1,35	0,32	7,71	0,75	648,867	SI	0,31
		A-Base	218,108	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	648,867	SI	0,34
Maschio n°3 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=11.55cm														
P.P.	B=126cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	151,474	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32		0,40	192,938	SI	0,79
		B-Mezz.	160,762	0,716	0,00	1,35	0,00	2,76	0,66	7,71	0,60	289,406	SI	0,56
		A-Base	170,049	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	361,758	SI	0,47
P.T.	B=126cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	170,049	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	361,758	SI	0,47
		B-Mezz.	179,337	0,716	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	7,71	0,75	361,758	SI	0,50
		A-Base	188,624	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	361,758	SI	0,52
Maschio n°4 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=11.55cm														
P.P.	B=680cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	368,290	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32		0,40	1041,250	SI	0,35
		B-Mezz.	418,413	3,867	0,00	1,35	0,01	2,77	0,66	7,71	0,60	1561,875	SI	0,27
		A-Base	468,536	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	1952,344	SI	0,24
P.T.	B=680cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	744,136	0	1,73	1,35	0,00	3,08	0,74		0,56	1457,750	SI	0,51
		B-Mezz.	794,258	3,867	0,00	1,35	0,00	1,54	0,37	7,71	0,61	1587,906	SI	0,50
		A-Base	844,381	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	1952,344	SI	0,43
Maschio n°5 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=11.55cm														
P.P.	B=680cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	828,398	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	1952,344	SI	0,42
		B-Mezz.	878,521	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	7,71	0,75	1952,344	SI	0,45
		A-Base	928,644	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	1952,344	SI	0,48
P.T.	B=680cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	1479,852	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	1952,344	SI	0,76
		B-Mezz.	1529,974	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	7,71	0,75	1952,344	SI	0,78
		A-Base	1580,097	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	1952,344	SI	0,81

Stato modificato - murature in blocchi di cls e argilla espansa														
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	M _v [kNm]	e _s [cm]	e _{acc} [cm]	e _v [cm]	e _{calc}	m	λ	φ	N _{res} [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°6 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=11.55cm														
P.P.	B=680cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	551,424	0	3,10	1,35	0,00	4,45	1,07		0,47	1223,469	SI	0,45
		B-Mezz.	601,546	0	0,00	1,35	0,00	2,23	0,53	7,71	0,64	1666,000	SI	0,36
		A-Base	651,669	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	1952,344	SI	0,33
P.T.	B=680cm s=35cm H=270cm	A-Somm.	1003,073	0	0,91	1,35	0,00	2,26	0,54		0,64	1666,000	SI	0,60
		B-Mezz.	1053,196	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	7,71	0,75	1952,344	SI	0,54
		A-Base	1103,318	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	1952,344	SI	0,57
Maschio n°7 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=11.55cm														
P.P.	B=680cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	117,137	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32		0,40	1041,250	SI	0,11
		B-Mezz.	167,260	3,867	0,00	1,35	0,02	2,78	0,67	7,71	0,60	1561,875	SI	0,11
		A-Base	217,382	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	1952,344	SI	0,11
P.T.	B=680cm s=35cm H=270cm	A-Somm.	451,642	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	1952,344	SI	0,23
		B-Mezz.	501,765	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	7,71	0,75	1952,344	SI	0,26
		A-Base	551,888	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	1952,344	SI	0,28
Maschio n°8 P.T.: Ecc.lim.=0.33t=11.55cm														
P.T.	B=230cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	65,459	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32		0,40	352,188	SI	0,19
		B-Mezz.	82,412	1,308	0,00	1,35	0,02	2,78	0,67	7,71	0,60	528,281	SI	0,16
		A-Base	99,365	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	660,352	SI	0,15
Maschio n°9 P.T.: Ecc.lim.=0.33t=11.55cm														
P.T.	B=180cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	77,517	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32		0,40	275,625	SI	0,28
		B-Mezz.	90,785	1,024	0,00	1,35	0,01	2,77	0,67	7,71	0,60	413,438	SI	0,22
		A-Base	97,929	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	516,797	SI	0,19
Maschio n°10 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=11.55cm														
P.P.	B=180cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	180,312	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32		0,40	275,625	SI	0,65
		B-Mezz.	193,580	1,024	0,00	1,35	0,01	2,77	0,66	7,71	0,60	413,438	SI	0,47
		A-Base	206,847	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	516,797	SI	0,40
P.T.	B=180cm s=35cm H=270cm	A-Somm.	280,919	0	1,82	1,35	0,00	3,17	0,76		0,57	392,766	SI	0,72
		B-Mezz.	294,187	1,024	0,00	1,35	0,00	1,59	0,38	7,71	0,71	489,234	SI	0,60
		A-Base	307,455	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	516,797	SI	0,59
Maschio n°11 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=11.55cm														
P.P.	B=230cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	65,459	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32		0,40	352,188	SI	0,19
		B-Mezz.	82,412	1,308	0,00	1,35	0,02	2,78	0,67	7,71	0,60	528,281	SI	0,16
		A-Base	99,365	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	660,352	SI	0,15
P.T.	B=160cm s=35cm H=270cm	A-Somm.	164,824	0	1,82	1,35	0,00	3,17	0,76		0,57	349,125	SI	0,47
		B-Mezz.	181,778	0,910	0,00	1,35	0,01	1,59	0,38	7,71	0,71	434,875	SI	0,42
		A-Base	198,731	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	459,375	SI	0,43

Stato modificato - murature in blocchi di cls e argilla espansa														
Piano	Geometria	Sezione	N _d [kN]	M _v [kNm]	e _s [cm]	e _{acc} [cm]	e _v [cm]	e _{calc}	m	λ	φ	N _{res} [kN]	N _d <N _{res}	N _d /N _{res}
Maschio n°12 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=11.55cm														
P.P.	B=330cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	274,490	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	947,461	SI	0,29
		B-Mezz.	298,814	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	7,71	0,75	947,461	SI	0,32
		A-Base	323,139	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	947,461	SI	0,34
P.T.	B=330cm s=35cm H=270cm	A-Somm.	495,389	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	947,461	SI	0,52
		B-Mezz.	519,713	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	7,71	0,75	947,461	SI	0,55
		A-Base	544,037	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	947,461	SI	0,57
Maschio n°13 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=11.55cm														
P.P.	B=270cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	106,795	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	775,195	SI	0,14
		B-Mezz.	126,697	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	7,71	0,75	775,195	SI	0,16
		A-Base	146,598	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	775,195	SI	0,19
P.T.	B=190cm s=35cm H=270cm	A-Somm.	253,393	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	545,508	SI	0,46
		B-Mezz.	273,295	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32	7,71	0,75	545,508	SI	0,50
		A-Base	293,197	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	545,508	SI	0,54
Maschio n°14 P.T. e P.P.: Ecc.lim.=0.33t=11.55cm														
P.P.	B=680cm t=35cm H=270cm	A-Somm.	368,290	0	4,17	1,35	0,00	5,52	1,32		0,40	1041,250	SI	0,35
		B-Mezz.	418,413	3,867	0,00	1,35	0,01	2,77	0,66	7,71	0,60	1561,875	SI	0,27
		A-Base	468,536	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	1952,344	SI	0,24
P.T.	B=610cm s=35cm H=270cm	A-Somm.	744,136	0	1,87	1,35	0,00	3,22	0,77		0,57	1331,039	SI	0,56
		B-Mezz.	794,258	3,469	0,00	1,35	0,00	1,61	0,39	7,71	0,71	1657,961	SI	0,48
		A-Base	844,381	0	0,00	1,35	0,00	1,35	0,32		0,75	1751,367	SI	0,48

Come si vede dai risultati riportati gli interventi di consolidamento previsti risultano essere efficaci al fine delle verifiche ai carichi verticali previste dalle NTC 2008 che risultano a questo punto tutte soddisfatte.

CAPITOLO 11

Verifica sismica

11.1. Introduzione

Il problema della sicurezza delle costruzioni esistenti è di fondamentale importanza in Italia, da un lato per l'elevata vulnerabilità, soprattutto rispetto alle azioni sismiche, dall'altro per il valore storico-architettonico-artistico-ambientale di gran parte del patrimonio edilizio esistente. A ciò si aggiunge la notevole varietà di tipologie e sub-tipologie strutturali, quali, ad esempio nell'ambito delle strutture murarie, quelle che scaturiscono dalle diversificazioni delle caratteristiche dell'apparecchio murario e degli orizzontamenti, e dalla presenza, o meno, di catene, tiranti ed altri dispositivi di collegamento.

Ne deriva una particolare complessità delle problematiche coinvolte ed una difficile standardizzazione dei metodi di verifica e di progetto e dell'uso delle numerose tecnologie di intervento tradizionali e moderne oggi disponibili. Per questo motivo nelle NTC è stato seguito un approccio prestazionale, con l'adozione di poche regole di carattere generale ed alcune indicazioni importanti per la correttezza delle diverse fasi di analisi, progettazione, esecuzione.

Nelle nuove NTC un'attenzione particolare è dedicata agli aspetti specifici della valutazione e progettazione in presenza di azioni sismiche, evidenziando le peculiarità delle costruzioni in muratura rispetto a quelle delle costruzioni in c.a., in acciaio e a quelle miste.

Per quanto riguarda le costruzioni esistenti in muratura, si distingue fra meccanismi di collasso locali e meccanismi d'insieme, stabilendo che la sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi.

Vengono, inoltre, definiti alcuni fondamentali criteri di intervento, comuni a tutte le tipologie, quali la regolarità ed uniformità di applicazione degli interventi, la delicatezza ed importanza della fase esecutiva e le priorità da assegnare agli interventi, conseguentemente agli esiti della valutazione, per contrastare innanzitutto lo sviluppo di meccanismi locali e/o di meccanismi fragili.

Nelle NTC vengono definiti i passi principali di un progetto di adeguamento o miglioramento sismico, che, partendo dalla verifica della struttura prima dell'intervento,

con identificazione delle carenze strutturali e del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo Stato limite ultimo (e Stato limite di esercizio, se richiesto), procede con la scelta dell'intervento e delle tecniche da adottare, con il dimensionamento preliminare, l'analisi strutturale e la verifica finale con la determinazione del nuovo livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo Stato limite ultimo (e Stato limite di esercizio, se richiesto).

Le modalità di verifica delle costruzioni nuove sono basate sull'uso di coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle azioni e alle caratteristiche meccaniche dei materiali, concepiti e calibrati per tener conto dell'intero processo che va dalla progettazione, con imposizione di dati progettuali su azioni e materiali, alla concreta realizzazione, con l'obiettivo di realizzare, attraverso processi di produzione controllati nelle diverse sedi (stabilimenti di produzione dei materiali base, stabilimenti di prefabbricazione o preconfezionamento, cantieri), una costruzione fedele, per quanto possibile, al progetto. Nelle costruzioni esistenti invece è cruciale la conoscenza della struttura (geometria e dettagli costruttivi) e dei materiali che la costituiscono (calcestruzzo, acciaio, mattoni, malta). È per questo che viene introdotta un'altra categoria di fattori, i “**fattori di confidenza**”, come indicato in **Tab. 4 -** e **Tab. 4 - 6**, strettamente legati al livello di conoscenza conseguito nelle indagini conoscitive, e che vanno preliminarmente a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente, per ricavare i valori da adottare, nel progetto o nella verifica, e da ulteriormente ridurre, quando previsto, mediante i coefficienti parziali di sicurezza.

In particolare, nel caso di *analisi elastica* con il fattore q (analisi lineare statica ed analisi dinamica modale con coefficiente di struttura), i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali. Nel caso di *analisi non lineare*, i valori di calcolo delle resistenze da utilizzare sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza.

11.2. Requisiti di sicurezza

La valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti in muratura richiede la verifica degli stati limite; in particolare si assume che il soddisfacimento della verifica allo Stato limite di salvaguardia della vita (SLV) implichi anche il soddisfacimento della verifica dello Stato limite di collasso.

Per la valutazione degli edifici esistenti, oltre all'analisi sismica globale, è da considerarsi anche l'analisi dei meccanismi locali.

La costruzione in esame presenta, alla stato attuale, problemi localizzati di instabilità per ribaltamento semplice delle murature della parte vecchia a causa dell'assenza al piano primo di un solaio con soletta armata che garantisca il piano rigido a questo livello. A seguito degli interventi di consolidamento ai carichi non sismici descritti nel capitolo precedente, la costruzione manifesta invece un chiaro comportamento d'insieme, garantito dalla presenza ad ogni piano di solaio rigidi e resistenti nel piano. In questo caso quindi non è necessaria la verifica attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali ma ci si affida ai risultati su un modello globale in quanto questo ha una buona rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico.

11.3. Combinazione delle azioni

Per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni la normativa prescrive che sia:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

In cui i valori ψ_{2i} sono già stati indicati in **Tab. 6 - 1**.

11.4. Riepilogo dati di verifica

Nella tabella sottostante è stato fatto un riepilogo dei dati usati per la verifica sismica, già illustrati nel §5.6, evidenziando in particolare la vita nominale (VN), la classe d'uso e il periodo di riferimento per l'azione sismica (VR).

Si ricorda che è: $V_R = V_N C_U$

TIPI DI COSTRUZIONE	Classe d'uso →	Coeff. C_U →			
		I	II	III	IV
		0,70	1,00	1,50	2,00
		V_N		V_R	
Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva		10	35	35	35
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale		50	35	50	75
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica		100	70	100	150

Per il calcolo dello spettro di progetto è stato utilizzato il programma, fornito dal Consiglio Superiore di Lavori Pubblici, “Spettri-NTC” ver.1.0.3.

Il programma fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti, (orizzontali e verticale), delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale.

La definizione degli spettri relativi ad ogni Stato Limite si articola in 3 fasi, ciascuna delle quali prevede l’inserimento, da parte dell’utente, di alcuni dati come descritto nelle pagine seguenti:

- **Fase 1: Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S2 – INGV).**

In questa schermata si inseriscono i dati del sito (regione, provincia e comune).

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
11,0919

LATITUDINE
43,8852

Ricerca per comune

REGIONE
Toscana

PROVINCIA
Prato

COMUNE
Prato

Elaborazioni grafiche

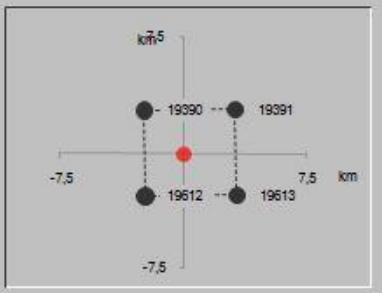
Grafici spettri di risposta

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

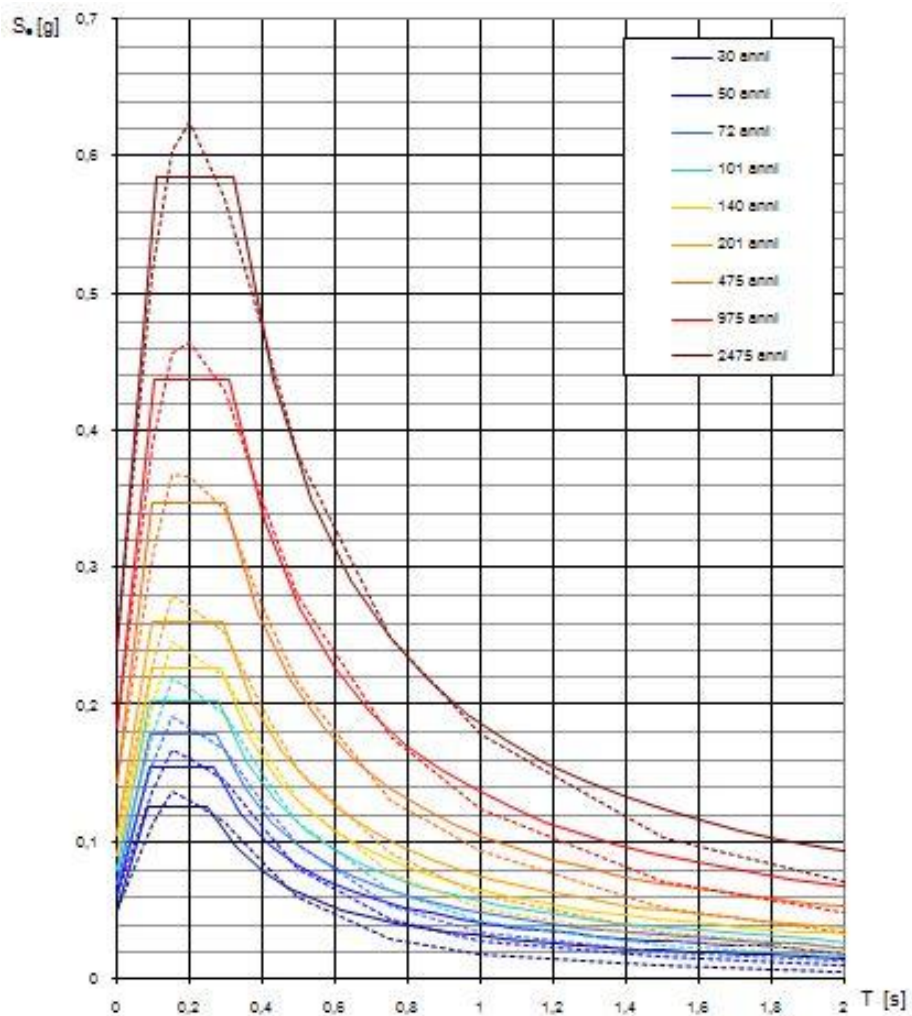
Interpolazione
 superficie rigata



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".

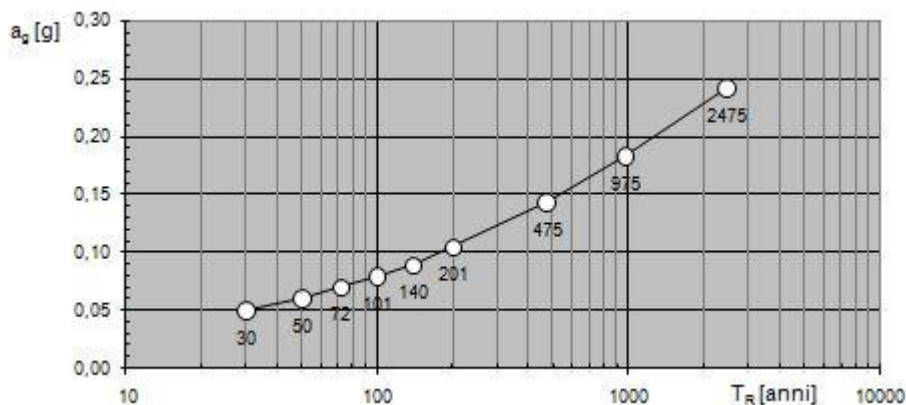
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

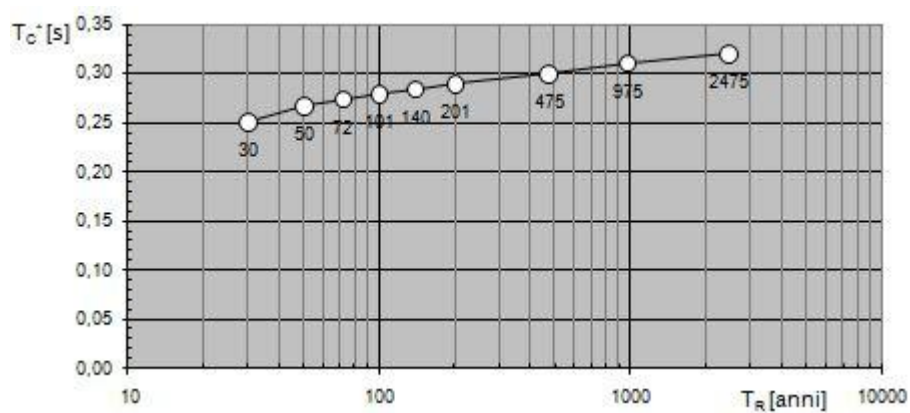
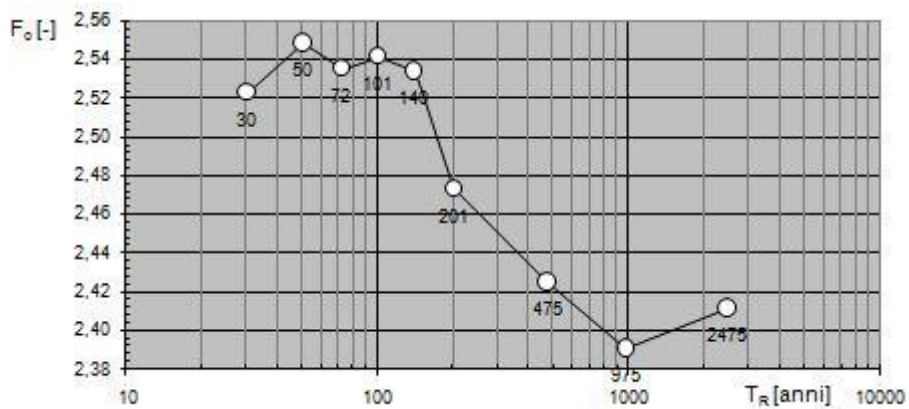
Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento:



Nota: Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1 – INGV da cui sono derivati.

Di seguito si riporta l'andamento dei parametri a_g , F_0 , T_c al variare del periodo di ritorno T_R :





Tabellando i risultati:

T _R [anni]	a _g [g]	F _o [-]	T _C [*] [s]
30	0,050	2,523	0,250
50	0,061	2,549	0,266
72	0,070	2,535	0,274
101	0,079	2,542	0,279
140	0,090	2,534	0,284
201	0,105	2,474	0,289
475	0,143	2,425	0,299
975	0,183	2,391	0,310
2475	0,242	2,412	0,320

- **Fase 2: Scelta della strategia di progettazione.**

In questa schermata è sufficiente inserire la vita nominale V_N e il valore del coefficiente d'uso della costruzione c_u :

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 - $P_{VR} = 81\%$	45
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	75
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	712
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	1462

Elaborazioni

- Grafici parametri azione ▶▶▶
- Grafici spettri di risposta ▶▶▶
- Tabella parametri azione ▶▶▶

Strategia di progettazione

Stato Limite	Strategia per costruzioni ordinarie (T_R [anni])	Strategia scelta (T_R [anni])
SLO	45	45
SLD	75	75
SLV	75	712
SLC	75	1462

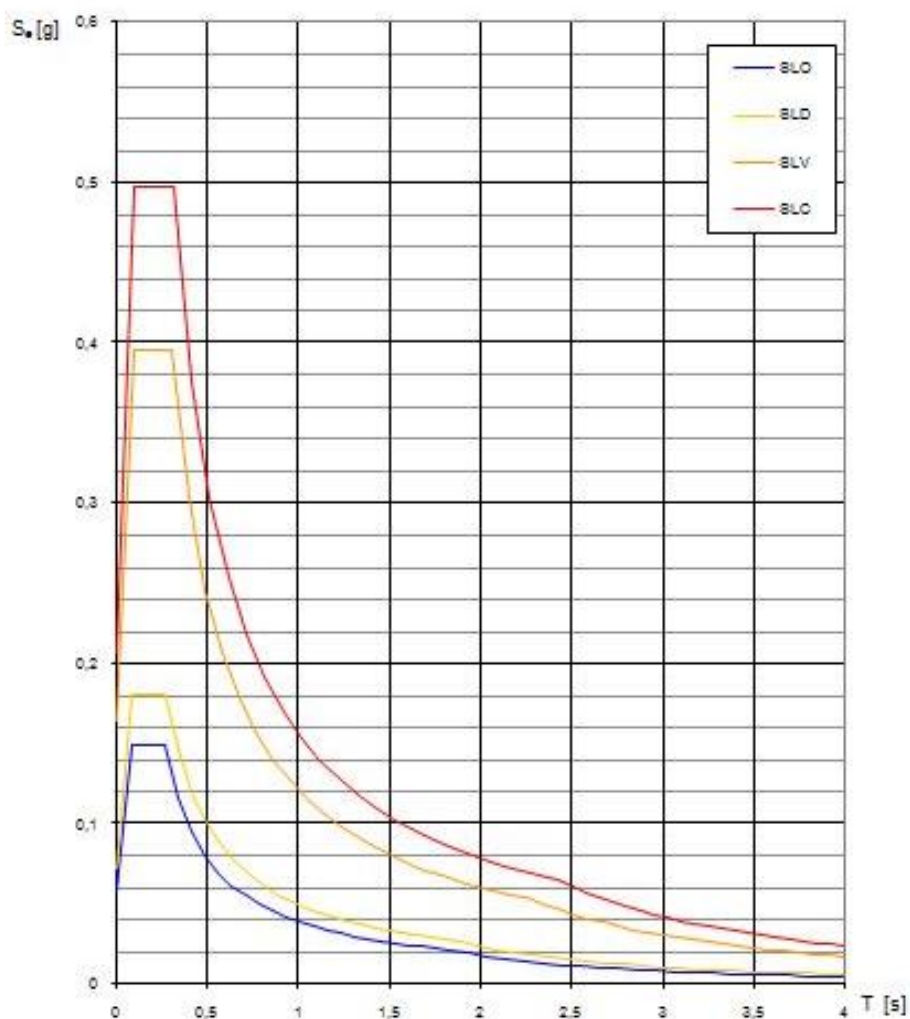
LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
-■..... Strategia scelta

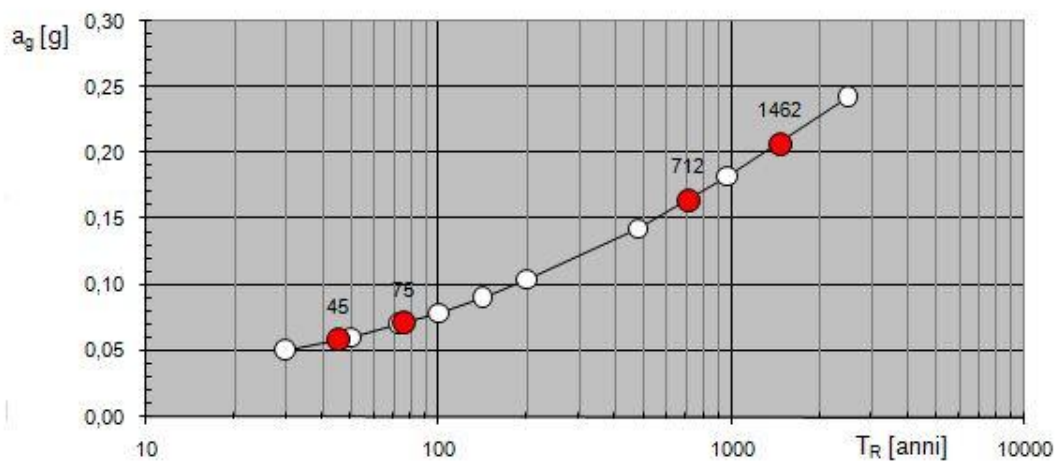
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

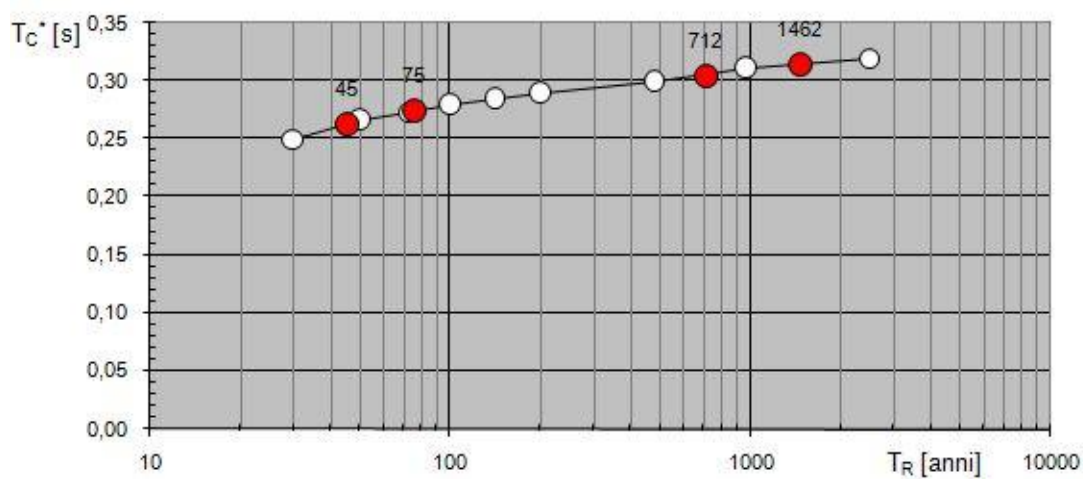
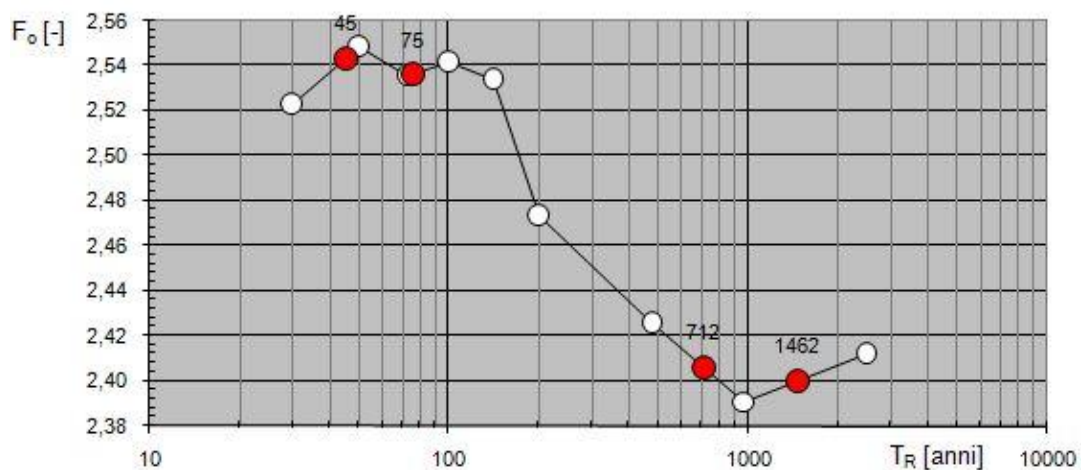
Si nota subito che T_R per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) è calcolato per una probabilità di superamento $P_{VR}=10\%$ e risulta quindi 712 anni.

Gli spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite sono i seguenti:



Di seguito si riportano i valori di a_g , F_0 , T_c evidenziati per i periodi di ritorno T_R corrispondenti ad ogni Stato Limite:





Quindi:

SLATO LIMITE	T _R [anni]	a _g [g]	F _o [-]	T _C * [s]
SLO	45	0,058	2,543	0,263
SLD	75	0,071	2,536	0,274
SLV	712	0,164	2,406	0,305
SLC	1462	0,207	2,400	0,314

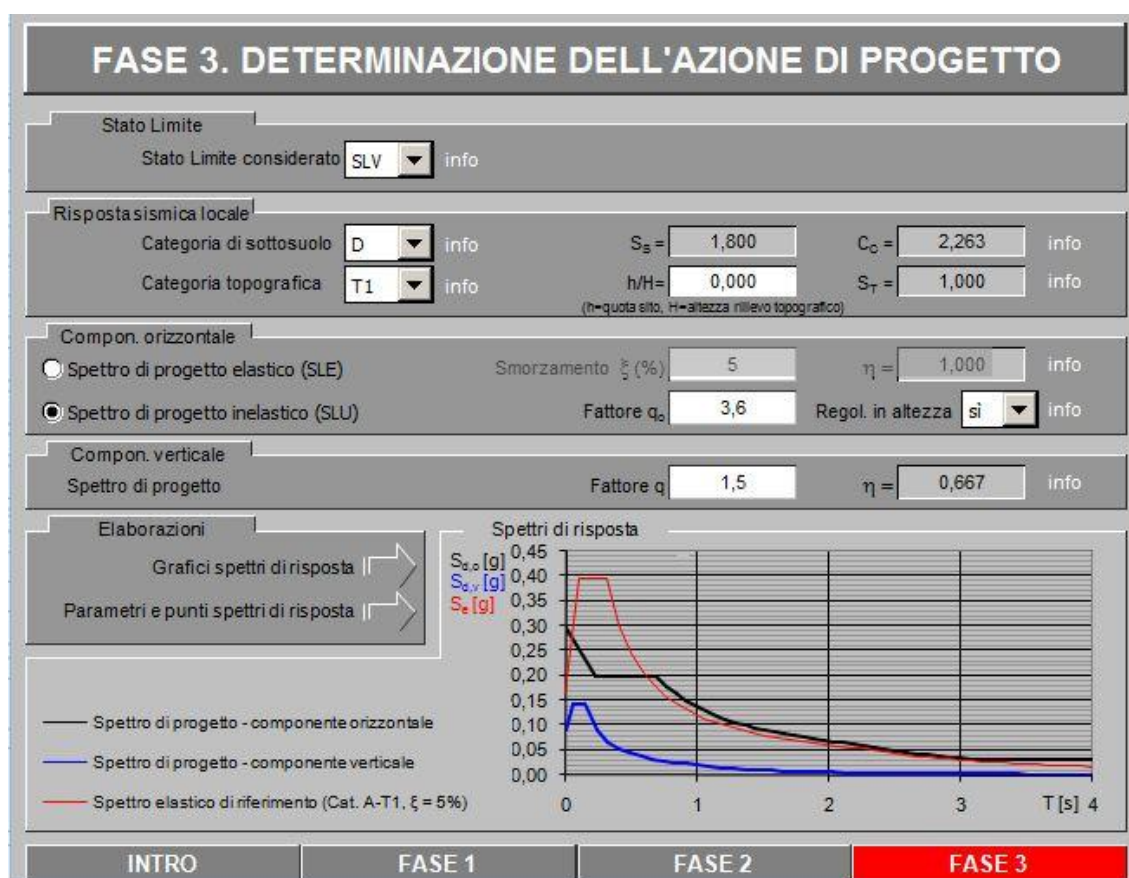
- **Fase 3: Determinazione dell'azione di progetto.**

In quest'ultima schermata va specificato lo Stato Limite per il quale si vuole determinare lo spettro (in questo caso SLV), la categoria del sottosuolo (cat.D), la categoria topografica (T1) e il fattore di struttura q. Per le azioni orizzontali si assume preliminarmente il valore indicato nel §7.8.1.3 delle NTC, nel caso di costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani

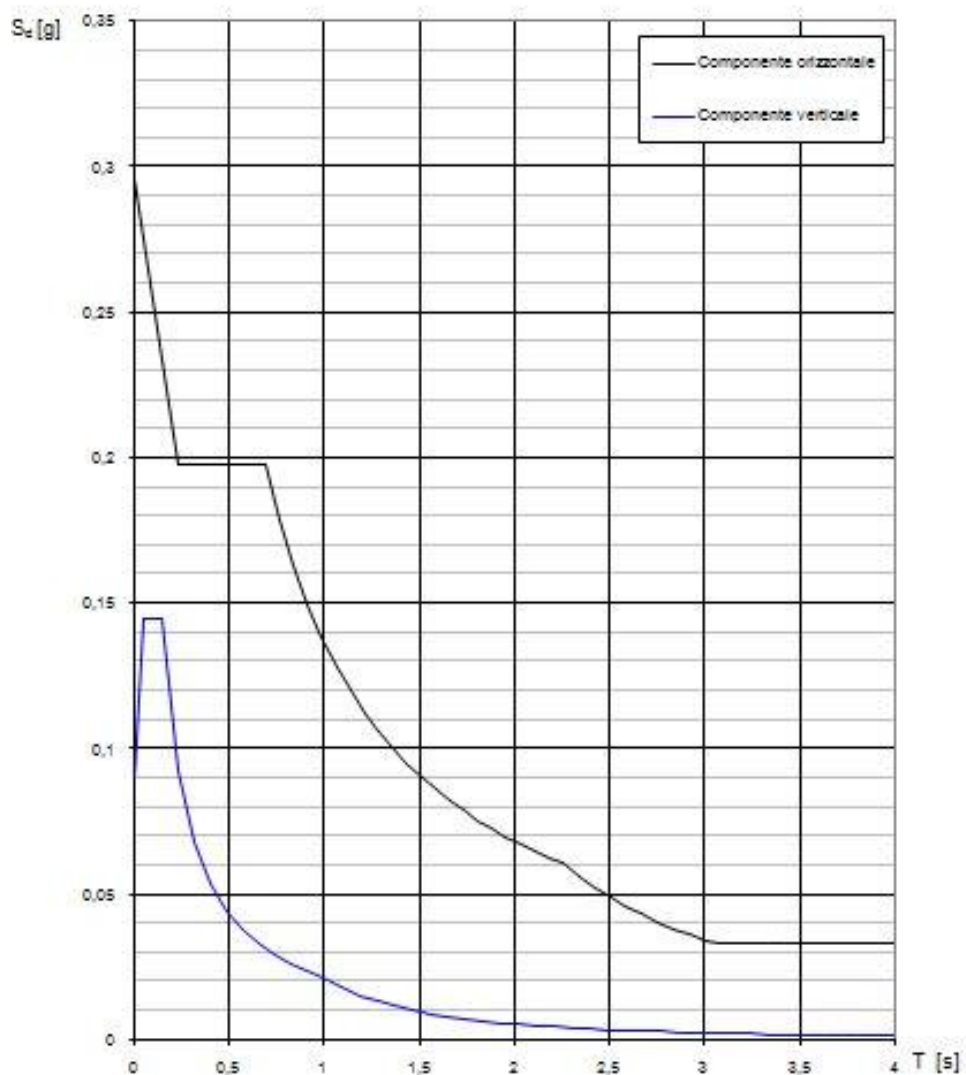
$$q_0 = 2.0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \quad \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.8$$

dove: α_u è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima a taglio o a pressoflessione

α_1 è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente.



Lo spettro di risposta (componenti orizzontali e verticali) per lo SLV è il seguente:



I parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo SLV sono i seguenti:

Parametri indipendenti		Punti dello spettro di risposta	
STATO LIMITE	SLV	T [s]	Se [g]
a_g	0,164 g	0,000	0,296
F_o	2,406	$T_B \leftarrow$ 0,230	0,198
T_c^*	0,305 s	$T_C \leftarrow$ 0,691	0,198
S_S	1,800	0,765	0,178
C_C	2,263	0,840	0,163
S_I	1,000	0,914	0,149
q	3,600	0,989	0,138
		1,064	0,128
		1,138	0,120
		1,213	0,113
		1,288	0,106
		1,362	0,100
		1,437	0,095
		1,511	0,090
		1,586	0,086
		1,661	0,082
		1,735	0,079
		1,810	0,075
		1,885	0,072
		1,959	0,070
		2,034	0,067
		2,108	0,065
		2,183	0,063
		$T_D \leftarrow$ 2,258	0,060
		2,341	0,056
		2,424	0,052
		2,507	0,049
		2,589	0,046
		2,672	0,043
		2,755	0,041
		2,838	0,038
		2,921	0,036
		3,004	0,034
		3,087	0,033
		3,170	0,033
		3,253	0,033
		3,336	0,033
		3,419	0,033
		3,502	0,033
		3,585	0,033
		3,668	0,033
		3,751	0,033
		3,834	0,033
		3,917	0,033
		4,000	0,033

Parametri dipendenti	
Parametro	Valore
S	1,800
η	0,278
T_B	0,230 s
T_C	0,691 s
T_D	2,258 s

Espressioni dei parametri dipendenti	
$S = S_S \cdot S_I$	(NTC-08 Eq. 3.2.5)
$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q$	(NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)
$T_B = T_C / 3$	(NTC-07 Eq. 3.2.8)
$T_C = C_C \cdot T_c^*$	(NTC-07 Eq. 3.2.7)
$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$	(NTC-07 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)	
$0 \leq T < T_B$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
$T_B \leq T < T_C$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$
$T_C \leq T < T_D$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$
$T_D \leq T$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Nelle verifiche compare il parametro $S_e(T_1)$ dove T_1 è periodo di vibrazione del primo modo di vibrare e che, in mancanza di uno studio modale più accurato, può essere stimato come:

$$T_1 = (c \cdot H)^{3/4}$$

con:

- $c = 0.05$ per gli edifici in muratura ordinaria;
- H altezza dell'edificio espressa in metri.

11.5. Analisi sismica globale

Per l'analisi globale è stato utilizzato il software 3Muri professional versione 4.0.300 seguendo le indicazioni prescritte dalle NTC 08.

11.5.1. Criteri di modellazione delle strutture

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza, con particolare attenzione alle situazioni nelle quali componenti orizzontali dell'azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali (travi di grande luce, sbalzi significativi, etc.).

Per rappresentare la rigidità degli elementi strutturali si possono adottare modelli lineari, che trascurano le non linearità di materiale e geometriche, e modelli non lineari, che le considerano; in ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili.

Nel caso di comportamento non dissipativo si adottano unicamente i modelli lineari.

Nel caso di comportamento dissipativo si possono adottare sia modelli lineari sia modelli non lineari. Il legame costitutivo utilizzato per modellare il comportamento non lineare della struttura dovuto alla non linearità di materiale deve essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

Le azioni conseguenti al moto sismico sono modellate sia direttamente, attraverso forze statiche equivalenti o spettri di risposta, sia indirettamente, attraverso accelerogrammi.

11.5.2. Metodi di analisi

L'Italia è stata, ed è tuttora, sede di numerosi studi nell'ambito della modellazione delle strutture murarie, in particolare in ambito sismico. Negli ultimi vent'anni sono stati proposti numerosi modelli per il calcolo della risposta sismica di pareti murarie e di edifici, a diversi livelli di dettaglio e con diversi presupposti teorici. La diversità dei presupposti teorici è spesso conseguenza della grande varietà degli oggetti che vengono studiati: quando si parla di murature si intendono forme costruttive che possono differire considerevolmente per materiali, tessitura, concezione d'insieme del sistema strutturale e dettagli costruttivi. Non è quindi realistico pensare di individuare un unico modello di assoluta applicabilità e validità generale.

La normativa prevede l'esistenza di quattro tipi di analisi:

- Statica lineare
- Dinamica modale
- Dinamica non lineare
- Statica non lineare

Analisi statica lineare

Le forze sismiche, calcolate partendo dai pesi di ogni piano, risultano proporzionali all'altezza del piano in esame rispetto al piano di fondazione amplificate dal coefficiente sismico.

Per utilizzare questa analisi si devono rispecchiare le seguenti condizioni:

- Regolarità in altezza
- Periodo inferiore ad un determinato limite

Perché un edificio sia regolare in altezza, la normativa prevede una serie di condizioni molto vincolanti che rendono di conseguenza questo tipo di analisi poco applicabile. Inoltre i valori delle forze sismiche, essendo molto semplificate, risultano in genere superiori a quelli che si ottengono con l'analisi dinamica modale.

Analisi dinamica modale

Con questo metodo si procede inizialmente con la definizione del modello di calcolo per poi realizzare due analisi distinte (SLV, SLD) che derivano da condizioni di carico diverse. L'analisi modale determina l'azione sismica attraverso un certo numero di condizioni di carico costituite da forze concentrate nei nodi della struttura. Ogni condizione di carico deriva da un modo di vibrare.

Si determinano quindi le azioni sismiche attraverso l'analisi modale e il calcolo delle sollecitazioni. L'analisi agli SLV determina l'involuppo delle sollecitazioni con i valori massimi e minimi per la verifica dei singoli elementi, mentre per il calcolo agli SLD è sufficiente il controllo degli spostamenti.

Si tratta di un'analisi che ancora considera la struttura in fase elastica lineare, quindi la duttilità strutturale è tenuta in considerazione attraverso il fattore di struttura "q", che riduce le azioni sismiche, e attraverso la progettazione dei singoli elementi dove saranno applicate le regole della gerarchia delle resistenze.

Analisi dinamica non lineare

Si tratta del metodo più analitico e più complesso. In questo caso non viene più preso in considerazione lo spettro di progetto, ma si procede applicando direttamente il sisma attraverso l'andamento delle accelerazioni nel tempo.

Analisi statica non lineare

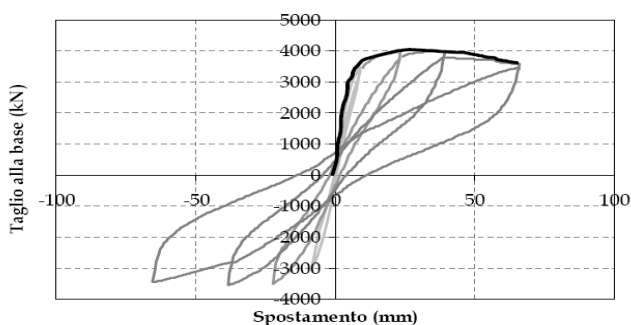
L'analisi non lineare statica riveste per diversi motivi una notevole importanza nell'ambito dello studio della risposta sismica delle strutture. In primo luogo, si può banalmente osservare che la capacità di modellare in modo soddisfacente la risposta ad azioni statiche monotone è un presupposto fondamentale per aspirare allo studio della risposta ciclica o dinamica.

In ambito nazionale, l'introduzione a livello normativo di metodi di analisi statica non lineare per gli edifici in muratura risale alla fine degli anni Settanta, quando, a seguito degli eventi sismici del Friuli, fu introdotto nelle normative tecniche (DT2, 1978) il metodo POR proposto da Tomaževic (1978).

Il panorama normativo internazionale attuale vede diverse proposte di utilizzo dell'analisi non lineare statica (denominata "push analysis" o "pushover analysis").

Numerose procedure di calcolo e verifica, propongono una descrizione della risposta strutturale in termini di spostamento piuttosto che di forze, tenuto conto della maggiore sensibilità del danneggiamento agli spostamenti imposti.

La caratteristica comune di queste procedure è quella di basarsi sull'uso di analisi statiche non lineari (pushover) per caratterizzare poi il sistema sismico resistente tramite curve di capacità: analisi "statiche" in quanto la forzante esterna è applicata staticamente alla struttura e "non lineari" a causa del modello comportamentale assunto per gli elementi resistenti della struttura. Tali curve rappresentano l'involuppo dei cicli d'isteresi prodotti durante la realizzazione del sisma e possono essere considerate come un indicatore del comportamento post-elastico della struttura.

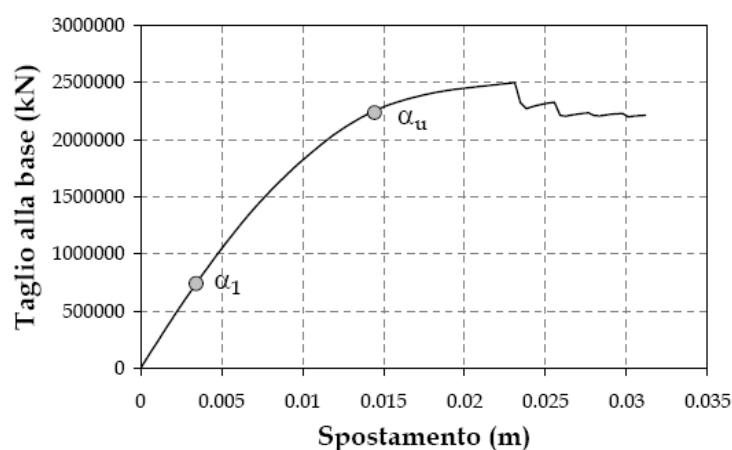


Così mentre nei metodi di analisi elastici il comportamento non lineare è tenuto in conto introducendo il fattore di struttura, l'analisi statica non lineare permette di cogliere l'evoluzione della risposta strutturale mano a mano che i singoli elementi evolvono in campo non lineare.

La curva ottenuta dalle analisi pushover (che sarà poi trasformata in curva di capacità, tenendo conto delle caratteristiche del sistema equivalente a un grado di libertà) riporta convenzionalmente l'andamento del taglio risultante alla base rispetto allo spostamento orizzontale di un punto di controllo della struttura. A ogni punto della curva può essere associato uno specifico stato di danno dell'intero sistema, ed è possibile pertanto associare a determinati livelli di spostamento il grado di funzionalità atteso e il danno corrispondente.

La distribuzione di carico applicata ha lo scopo di rappresentare la distribuzione delle forze inerziali indotta dall'evento sismico.

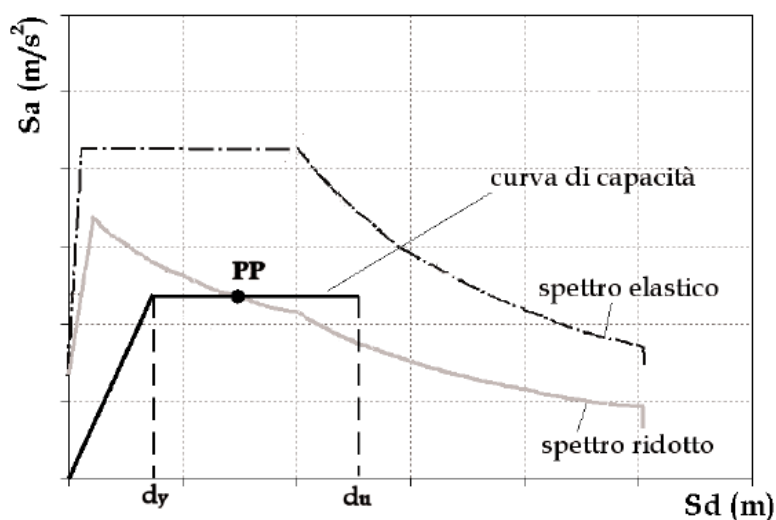
Tra le svariate informazioni riguardo la risposta in campo non lineare della struttura, sulla curva di taglio alla base – spostamento è possibile valutare in modo accurato il fattore di sovrarresistenza definito dal rapporto α_u/α_1 dove α_1 è definito in corrispondenza del punto della curva in cui il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima e α_u di quello in cui si ha il raggiungimento del 90% della massima forza resistente dell'edificio.



Tale fattore fornisce una quantificazione del comportamento per cui la resistenza strutturale (in termini di taglio alla base) ha un andamento crescente anche ben oltre il limite elastico per effetto di una redistribuzione non lineare delle tensioni sugli altri elementi resistenti ancora in fase elastica.

La “capacità” offerta dalla struttura deve essere poi confrontata, nell’ottica di una verifica sismica, con la “domanda” richiesta dalla forzante esterna, cioè da un determinato evento sismico.

La risposta attesa per l’edificio, in funzione di una determinata azione, è così ottenuta attraverso l’identificazione del *performance point*, intersezione tra la curva della capacità, opportunamente trasformata attraverso la definizione dell’equivalente sistema ad un unico grado di libertà, e lo spettro della domanda elastico (in termini di accelerazione S_e e spostamento S_{De}) adeguatamente ridotto in funzione delle caratteristiche in fase anelastica (S_{anel} , S_{Danel}). Affinché queste due curve possano essere confrontate è necessario convertirle nello stesso formato, riportando in ordinate le accelerazioni spettrali e in ascisse gli spostamenti spettrali.

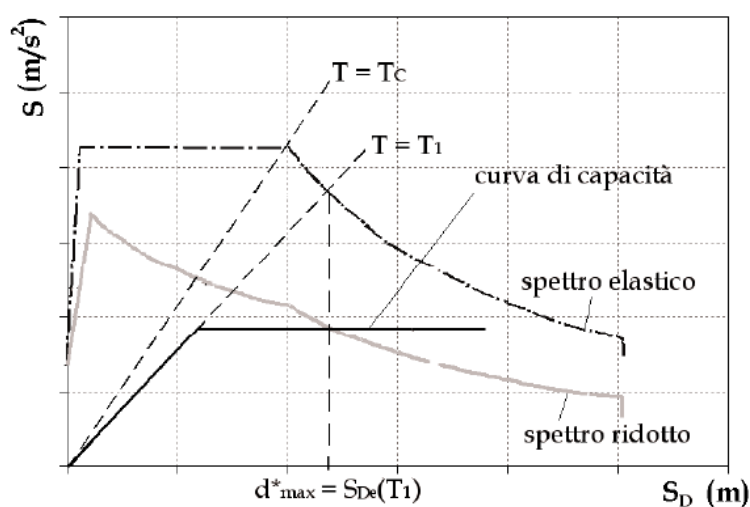


La “capacità” offerta dalla struttura e la “domanda” richiesta dal sisma sono mutuamente dipendenti: esse sono legate alla variazione di rigidità e di smorzamento sviluppato dal sistema nel corso dell’evento. Affinché il *performance point* (PP) sia rappresentativo di uno stato di danno, è necessario che le due curve siano associate agli stessi parametri caratterizzanti la struttura. All’incremento degli spostamenti e all’evolvere dello stato di danneggiamento in ambito non lineare, corrispondono un aumento del periodo fondamentale e un incremento dello smorzamento della struttura: in genere ciò è tenuto in considerazione tramite una riduzione dello spettro della domanda rispetto a quello elastico.

Per effettuare questa riduzione, in letteratura, sono proposti due differenti approcci metodologici: il primo, usualmente indicato come spettro sovrasmorzato, si basa su di uno spettro elastico riferito a un valore di smorzamento equivalente; l'altro si riferisce ad uno spettro anelastico ottenuto introducendo il concetto di duttilità.

Con riferimento agli spettri anelastici, la riduzione è operata tramite l'introduzione di un fattore funzione della duttilità del sistema strutturale (definita come il rapporto tra il massimo spostamento atteso per la struttura e quello corrispondente allo snervamento) e del rapporto che intercorre tra il periodo elastico della struttura (T_1) e quello caratterizzante il suolo, in genere assunto pari a quello che delimita il campo dello spettro ad accelerazione costante (T_c).

Si noti che nel caso in cui sia $T_1 > T_c$ l'individuazione della massima risposta attesa della struttura (d_{max}^*) coincide con l'ipotesi di uguaglianza di spostamenti tra il sistema bilineare equivalente ed un sistema con comportamento indefinitamente elastico caratterizzato dallo stesso periodo.



Istituita la relazione tra il sistema originario e quello equivalente ad un unico grado di libertà, è immediato ricondursi allo spostamento massimo atteso per la struttura indagata.

A questo punto, nel caso delle murature, la verifica di sicurezza per questo tipo di analisi si traduce in una verifica globale dell'edificio operata confrontando la capacità di spostamento ultimo dell'edificio, identificata sulla curva di capacità con opportuni criteri, con la domanda di spostamento ottenuta.

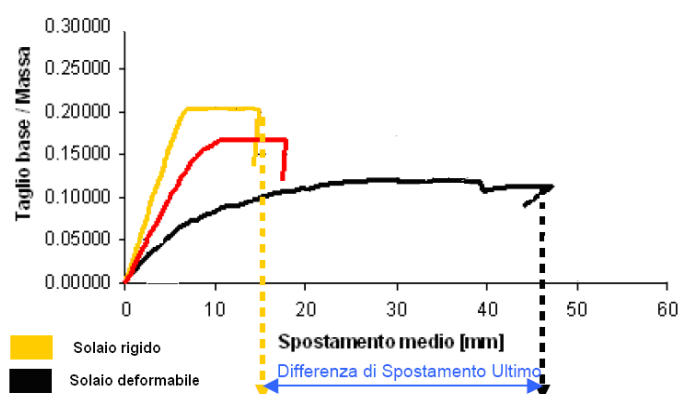
11.5.3. Il metodo POR

Il metodo POR è stato sviluppato negli anni 80, cioè in un periodo di ancora scarsa diffusione dei computer. Uno degli obiettivi di questo metodo era infatti rendere possibile, nonostante le difficoltà connesse all'analisi incrementale a collasso, l'applicazione anche attraverso procedimenti di calcolo manuale.

I limiti principali di questo metodo nella sua versione originale (Tomaževic, 1978 e DT2,1978), consistevano:

- nel considerare i maschi murari come unica sede di deformazioni e di rotture, senza valutare l'eventualità della rottura di altri elementi quali le fasce;
- nell'ipotizzare un solo possibile meccanismo di rottura dei maschi murari (rottura per taglio con fessurazione diagonale), trascurando le rotture per ribaltamento o per scorrimento.

La scelta di considerare il solaio a rigidità infinita, come sistema di collegamento tra le diverse pareti murarie in sostituzione dell'effettiva rigidità del sistema solaio+fascia, equivale ad utilizzare un modello di calcolo in cui gli elementi murari verticali sono da considerarsi a rotazioni impedita all'estremità. Calcolare un edificio con elementi a rotazione impedita e piano infinitamente rigido equivale solitamente a sovrastimare la rigidità e a sottostimare la duttilità strutturale.



Il metodo di calcolo POR è riportato nell'appendice della circolare del 30-07-1981 ed è considerato un metodo semplificato applicabile solo nel caso di pareti poco snelle e quindi funzionanti prevalentemente a taglio, quali possono generalmente considerarsi quelle di edifici di limitata altezza (2 o 3 piani) e con fasce di piano fra file di aperture

contigue e sovrapposte molto rigide e di sufficiente resistenza per i quali è ragionevole aspettarsi il collasso per la rottura a taglio degli elementi murari verticali (maschi).

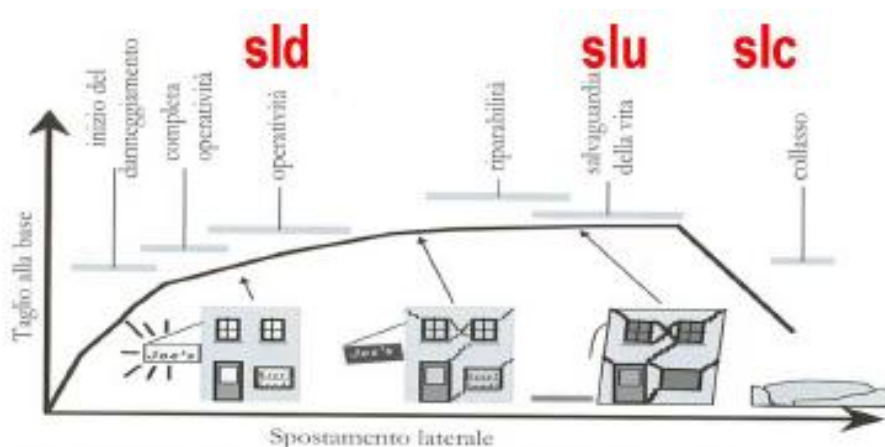
Quando invece le ipotesi precedenti non sono soddisfatte, cioè nel caso di edifici relativamente alti (4 piani ed oltre), o per l'insufficiente rigidezza o resistenza delle fasce di piano, il collasso si realizza in genere con una preventiva rottura a taglio delle fasce di piano, seguita da quella dei maschi murari per effetto combinato di flessione e taglio. La verifica dovrà allora condursi con metodi di calcolo che tengano opportunamente conto delle prevedibili modalità di collasso e le pareti possono essere verificate schematizzandole come telai piani.

Sintesi delle caratteristiche del metodo POR

- Modello semplificato, di facile implementazione numerica ed eventualmente calcolabile anche manualmente
- Solai considerati infinitamente rigidi
- Non sono previsti meccanismi di danneggiamento delle fasce
- Rigidezza strutturale sovrastimata
- Duttilità strutturale fortemente sottostimata.

11.5.4. L'analisi pushover

Le nuove normative sismiche pongono in evidenza che la duttilità è il fattore più importante per la valutazione della capacità delle strutture di resistere alle azioni sismiche.



La duttilità è la capacità della struttura di deformarsi a carico quasi costante, superando la fase elastica e dissipando l'energia trasmessa dalle onde sismiche per attrito e attraverso fenomeni di isteresi.

Mentre per alcune tipologie strutturali (c.a., acciaio, legno) è ancora possibile effettuare il calcolo attraverso l'analisi elastica, tenendo conto attraverso il fattore q che esprime sinteticamente la capacità di duttilità della struttura, questo metodo è difficilmente applicabile per le murature. Infatti in questo modo si ottengono valori elevati per le azioni sismiche e quindi strutture sovradimensionate.

Per evitare questo, si sono elaborate analisi che consentono di valutare l'effettivo comportamento della struttura al superamento della fase elastica.

Si definisce quindi l'analisi pushover come un'analisi statica monotona, condotta in controllo di spostamenti, sottoponendo la struttura ad una distribuzione di forze orizzontali i cui rapporti relativi vengono mantenuti invariati (variando ovviamente la risultante totale) al crescere degli spostamenti.

In pratica si controlla lo spostamento orizzontale di un punto (un nodo della struttura, il punto di applicazione della risultante, etc.) imponendo che gli spostamenti orizzontali dei vari piani assumano valori tali da far corrispondere la deformata a quella conseguente all'applicazione delle forze orizzontali di piano secondo l'assegnata distribuzione. Tale procedimento è ottenuto attraverso operazioni matriciali che isolano il grado di libertà controllato e operano sulla matrice di rigidezza in modo da imporre analiticamente il rapporto di forze richiesto.

Ovviamente, rispetto ad un'analisi statica incrementale, l'analisi pushover consente di cogliere anche il tratto di softening dopo il raggiungimento della resistenza massima e di seguire l'instaurarsi del meccanismo di collasso. Questa procedura è utilizzata per eseguire analisi statiche non lineari: in tal caso la distribuzione di forze può essere ottenuta automaticamente.

Il solutore, scelto il nodo di controllo e lo spostamento da applicare (direzione x o y) provvede a determinare i rapporti di forze:

- Distribuzione proporzionale alle masse: con riferimento ai gradi di libertà diretti lungo la direzione dello spostamento impresso, si determinano le masse nodali, agenti dinamicamente, eventualmente corrette per considerare l'eccentricità di progetto e queste forniscono i rapporti di forze da impiegare nella pushover.

- Distribuzione proporzionale alle masse ed alle altezze: tale distribuzione è assimilabile alla distribuzione della prima forma modale. In questo caso, i rapporti di forze saranno ottenuti moltiplicando le masse nodali (eventualmente corrette per considerare l'eccentricità di progetto) per la quota del nodo di appartenenza.

L'esecuzione di una analisi statica non lineare porta al tracciamento della curva di capacità come quella riportata in verde nella figura seguente.

Questa curva costituisce il risultato di una analisi eseguita in controllo misto forza-spostamento.

Grazie al controllo delle forze si gestisce l'incremento dei carichi in funzione del valore che deve assumere lo spostamento incrementato a passi regolari; controllare gli spostamenti, permette di esaminare l'influenza del degrado strutturale sulla vita della struttura dopo il superamento del valore di resistenza massima.

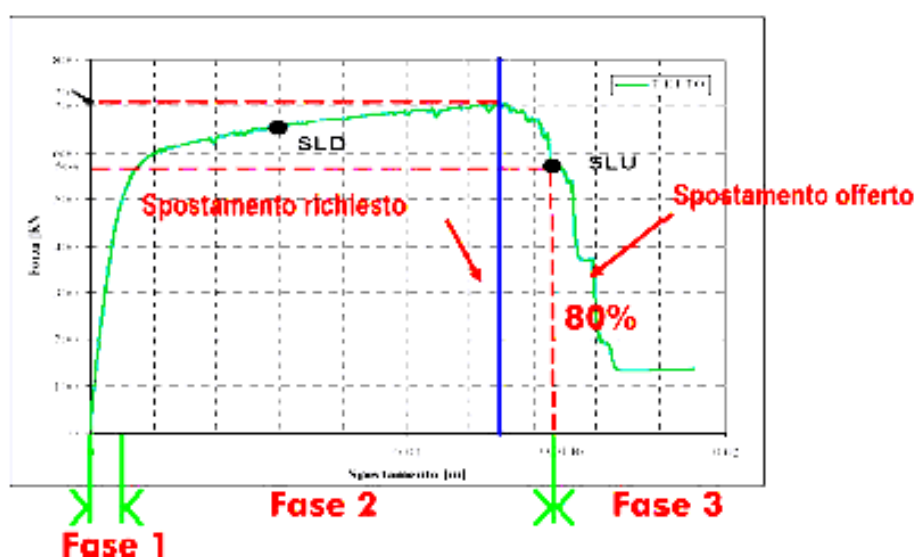


Grafico forza- spostamento

In questo modo il parametro di giudizio diventa la scelta della duttilità.

La duttilità è definita come d_u/d_e cioè il rapporto tra il massimo spostamento della struttura prima del collasso e lo spostamento limite elastico. E' quindi necessario valutare entrambi i valori.

Nella curva si possono distinguere tre fasi:

Fase 1: elastica: Il comportamento iniziale è pressoché elastico e gli spostamenti sono proporzionali alle forze.

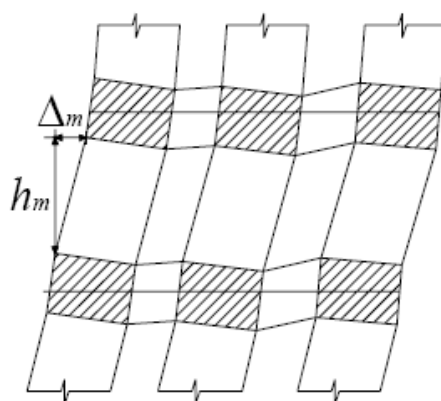
Fase 2: progressivo deterioramento: A causa del superamento della fase elastica dei singoli elementi (maschi e fasce) di cui la struttura è costituita si evidenzia la progressiva riduzione della crescita della forza, fino al picco massimo di resistenza. Segue quindi la discesa in quanto si propagano le rotture degli elementi.

Fase 3: collasso: Al superamento di un limite convenzionale (80% del valore del picco massimo di resistenza) si considera la struttura collassata, quindi si è raggiunto lo Stato Limite Ultimo, che per le NTC '08 coincide con SLV, cioè lo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Riassumiamo per passi il modo di procedere del software:

Si determina un legame forza-spostamento generalizzato tra la risultante delle forze applicate (taglio alla base F_b) e lo spostamento d_c di un punto di controllo.

Si è stabilito di definire deformazioni massime (drift) accettabili per il pannello, dovuti ai meccanismi di taglio e pressoflessione. Se questi valori vengono superati, il pannello non è più considerato in grado di sopportare azioni orizzontali.



$$\delta_m^{DL} = \frac{\Delta_m}{h_m} = \delta_u \begin{cases} 0,004 & \text{Taglio} \\ 0,006 & \text{Pressoflessione} \end{cases}$$

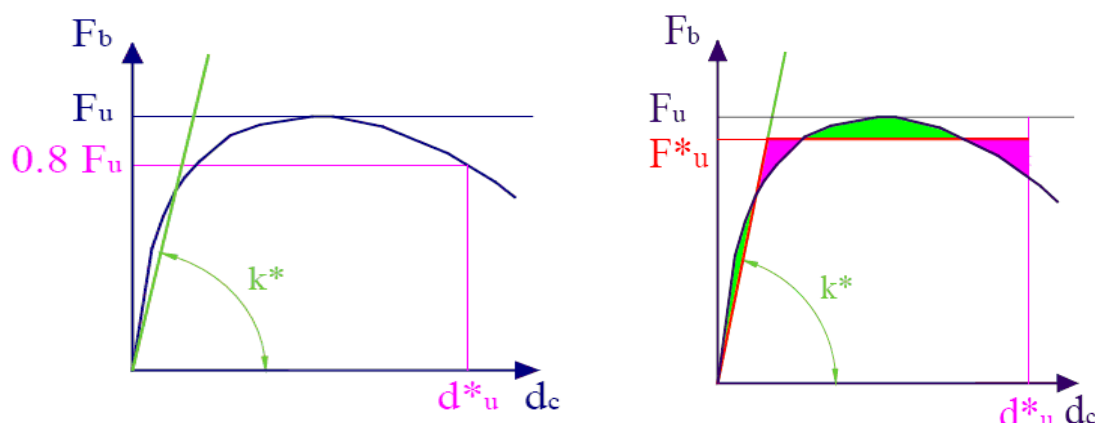
Tali drift vengono considerati separatamente all'interno del macroelemento considerando gli spostamenti e le rotazioni corrispondenti alla porzione centrale (in cui si concentra la deformabilità a taglio) ed alle porzioni di estremità (in cui si ha la pressoflessione).

$$\delta^{Taglio} = \frac{(u_i - u_j)}{h} + \varphi \qquad \delta^{Pressoflessione} = \frac{(\varphi_i + \varphi_j)}{2} + \varphi_e$$

Gli elementi murari mobilitano la loro resistenza fino a quando raggiungono il valore massimo del drift per taglio o per pressoflessione.

Al raggiungimento del massimo drift per taglio il contributo di resistenza apportato da quell'elemento viene meno. Il progressivo danneggiamento causa un decadimento dal suo valore di picco della curva push-over.

Quando tale valore è arrivato all'80% di quello di picco si ricava il valore dello spostamento ultimo ("offerta" dell'edificio).

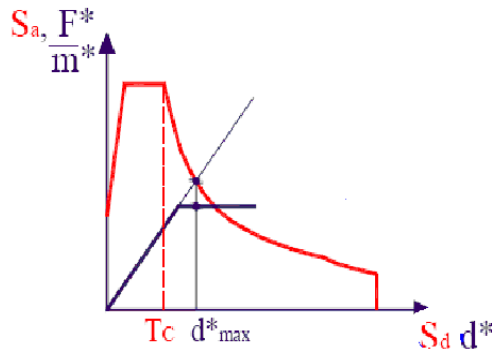


Il meccanismo di pressoflessione è affrontato, considerando l'effettiva redistribuzione delle compressioni dovute sia alla parzializzazione della sezione, sia al raggiungimento della resistenza massima a compressione.

Lo spostamento ultimo associato al meccanismo di pressoflessione è determinato sulla base del valore massimo di drift previsto per questo meccanismo: 0.6%

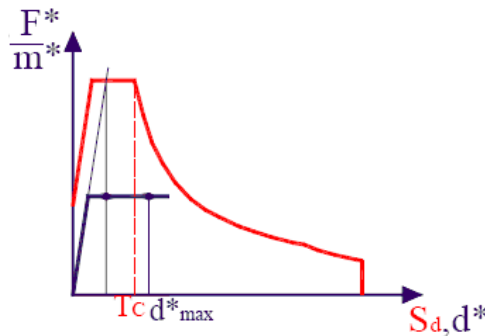
Dalla curva pushover dell'edificio si passa alla curva dell'oscillatore semplice associato. La resistenza massima è ottenuta tramite l'uguaglianza delle aree sottese alle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema. Quindi si realizza l'equivalenza in energia tra la curva di capacità reale e quella dell'oscillatore semplice (bilineare).

Essendo passati all'oscillatore semplice, si può calcolare il periodo del sistema equivalente che, attraverso lo spettro dettato dalla normativa permette di calcolare il valore massimo dello spostamento richiesto dal sisma ("domanda" del sisma):



Se $T^* > T_c$ la risposta in spostamento del sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo:

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{de}(T^*)$$



Se $T^* < T_c$ la risposta in spostamento del sistema è considerata maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo:

$$d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \cdot \left[1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,\max}^*$$

con : $q^* = \frac{S_a(T^*) \cdot m^*}{F_y^*}$

Quindi si avrà:

$$d_{\max} = \Gamma \cdot d_{\max}^*$$

dove $\Gamma = \frac{\sum m_i \cdot \Phi_i}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2}$ è il coefficiente di partecipazione.

Per gli edifici in muratura il metodo prevede solo una verifica globale in spostamento:

S.L.U (=S.L.V.)

$$d_{\max} = \Gamma \cdot d_{\max}^* \leq d (80\% F_{\max})$$

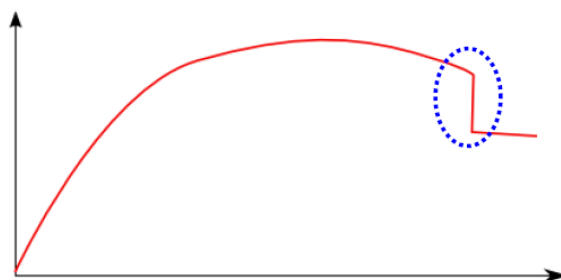
S.L.D.

$$d_{\max} = \Gamma \cdot d_{\max}^* \leq \min(d(F_{\max}); 0,003h)$$

La curva che viene tracciata, è riferita all'intero edificio e mai a singoli elementi che costituiscono la struttura.

La scelta del nodo di controllo deve essere eseguita con cura; il nodo di controllo è quello rispetto al quale viene imposto l'incremento a passi regolari degli spostamenti ; deve essere in corrispondenza dell'ultimo livello nei pressi del baricentro della pianta.

In molteplici casi, la curva di capacità non è regolare ed evidenzia irregolarità localizzate come quelle illustrate nella figura seguente.



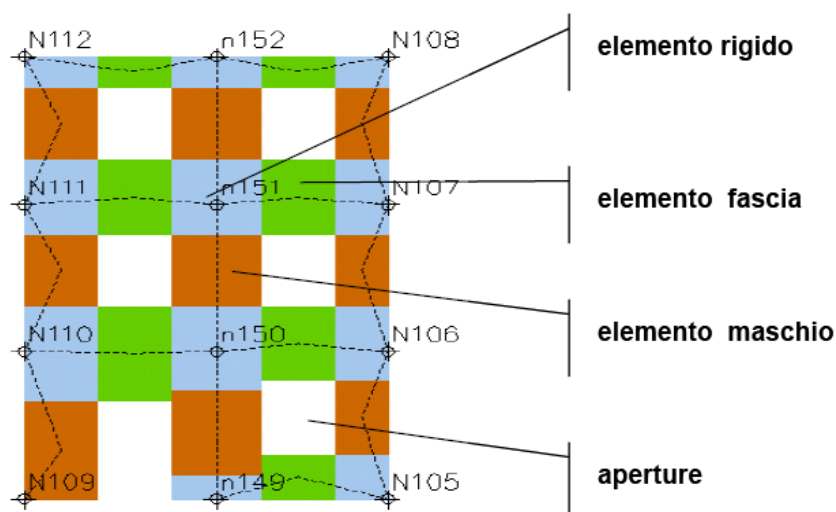
Tali irregolarità, sono sintomo di rottura di uno o più elementi strutturali importanti che danno luogo ad una improvvisa mancanza di resistenza.

11.5.5. Il modello 3Muri

Comportamento delle murature soggette a sisma

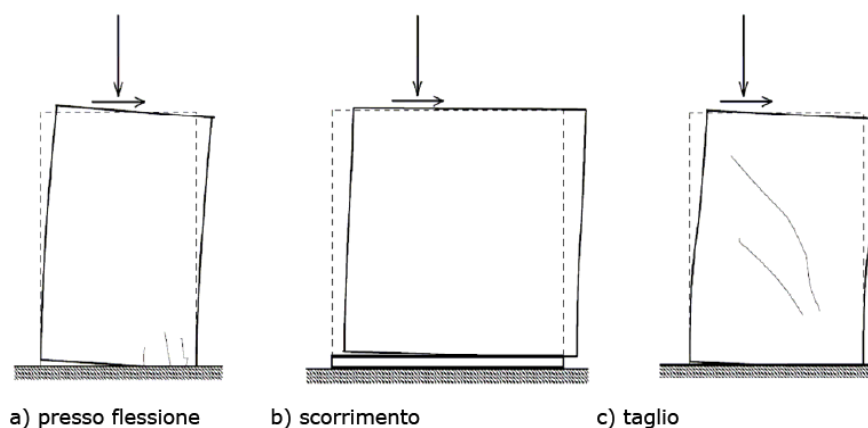
Per quanto concerne le azioni orizzontali è possibile assimilare il comportamento di una parete in muratura a quello di un assemblaggio di pannelli. In particolare dall'osservazione dei danni indotti dai terremoti reali e dall'analisi dei dati di prove sperimentali, risulta come tipicamente il danneggiamento sia concentrato in porzioni ben definite della parete: nei pannelli murari verticali (maschi murari) e nelle travi di accoppiamento in muratura (fasce di piano); di contro nelle zone di connessione tra fasce e maschi si riscontra generalmente l'assenza di meccanismi di fessurazione e sistematici fenomeni di danno.

Queste evidenze hanno portato all'introduzione, per gli edifici in muratura, del cosiddetto modello a telaio equivalente.



Come indicato in figura si individuano tre tipi di elementi: elementi fascia, posti sopra le aperture, elementi maschi posti a fianco delle aperture, ed elementi rigidi, che si trovano compresi tra gli altri elementi e che in genere non confinano con aperture.

I meccanismi di danno tipici dei maschi in muratura e connessi all'azione orizzontale sono, in generale riconducibili a tre categorie: per taglio, per scorrimento e per flessione-ribaltamento.



La funzione strutturale delle fasce è tutt'altro che secondaria in quanto, fornendo l'accoppiamento tra i montanti murari, possono influenzare considerevolmente il meccanismo di risposta di una parete multipiano. Tale influenza è tanto maggiore quanto maggiore è il numero di piani dell'edificio.

Nel caso di un pannello murario, il discriminante per l'attivazione del meccanismo effettivo tra i tre citati in precedenza è una combinazione di fattori di diversa natura: la

geometria del pannello (in particolare in termini di snellezza), l'entità del carico assiale e le caratteristiche del materiale muratura considerato.

Di seguito è riportata una breve descrizione delle caratteristiche delle tre modalità di collasso:

Flessione-ribaltamento: il collasso è governato dal ribaltamento della parete, caratterizzato da parzializzazione e rottura per schiacciamento degli spigoli soggetti a compressione.

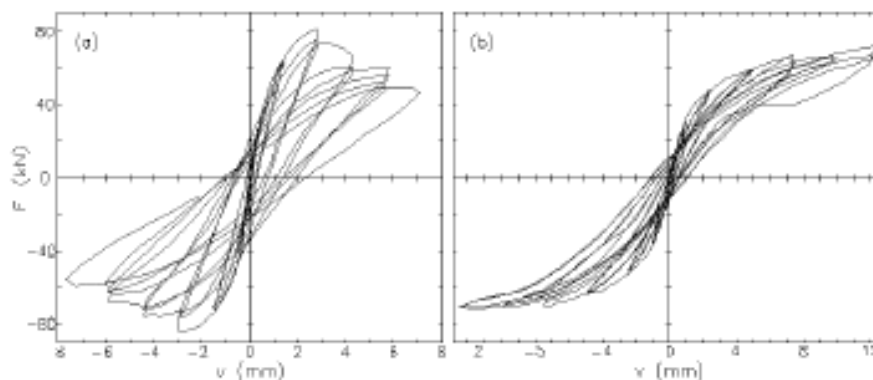
Taglio: il meccanismo di danno è governato dalla formazione e dallo sviluppo di fessure diagonali inclinate, che possono seguire o l'andamento dei giunti di malta oppure interessare i mattoni stessi, in funzione della resistenza dei giunti di malta, dell'interfaccia mattone-malta oppure dei mattoni stessi.

Scorrimento: il meccanismo è associato alla formazione di fessure orizzontali nei giunti soggetti all'azione del sisma che inverte l'azione di applicazione; potenziali piani di scorrimento possono formarsi lungo i giunti fessurati; il meccanismo è favorito da bassi livelli di carichi verticali e bassi valori del coefficiente d'attrito.

In murature realizzate con malta di buona qualità, la rottura per flessione-ribaltamento si realizza generalmente attraverso la formazione di fessure orizzontali alla base del pannello con relativo innalzamento dell'intero pannello; in assenza di malta invece (muratura a secco) si ha il ribaltamento di una porzione di muro individuata da una linea di rottura la cui inclinazione è legata alla forma di tessitura degli elementi.

Sia per la modalità di danneggiamento governata da fenomeni di ribaltamento, sia per quella a taglio la risposta in termini di curva taglio alla base-spostamento orizzontale è fortemente non lineare.

Nella figura sottostante sono riportati due esempi sperimentali del possibile comportamento ciclico di pannelli in muratura di mattoni pieni.



Considerando l'involuppo dei cicli, in entrambi i casi esiste un breve tratto iniziale ad andamento lineare, dal quale ci si scosta al crescere del taglio alla base. Tale deviazione dal comportamento lineare è dovuta principalmente alla parzializzazione delle sezioni, in conseguenza della trascurabile resistenza a trazione dei letti di malta, nonché a un progressivo sviluppo di deformazioni anelastiche dovute alle sollecitazioni di taglio e compressione nelle porzioni reagenti.

Il meccanismo di rottura per ribaltamento mostra un involuppo con andamento quasi asintotico e cicli d'isteresi con bassa dissipazione energetica (l'energia dissipata risulta correlata all'area racchiusa nei cicli d'isteresi).

Il meccanismo di rottura a taglio è caratterizzato da un involuppo che presenta un valore massimo seguito da un ramo decrescente. Il tratto softening, (decremento di resistenza all'aumentare dello spostamento), è associato alla progressione del sistema di fessure diagonali incrociate, che porta a una progressiva disarticolazione del pannello.

Il comportamento fortemente non lineare del materiale "muratura", così come le condizioni non ideali di vincolo tra le varie parti dell'edificio, rendono difficilmente prevedibile e schematizzabile la risposta sismica delle costruzioni in muratura.

Ulteriori meccanismi di danno, locali o globali, possono essere innescati dall'interazione e dal diverso modo di vibrare delle singole parti: discontinuità murarie, presenza di nicchie o cavità, martellamento dei solai, variazione della spinta delle volte possono essere fonte di vulnerabilità locali e globali innescate dall'azione sismica.

In particolare, il comportamento ciclico non lineare del materiale assume un ruolo fondamentale nella risposta. Il degrado di resistenza della muratura induce una maggiore redistribuzione delle forze tra le varie pareti al crescere della severità dell'evento. Inoltre il degrado di rigidità, durante l'azione del terremoto, porta la

struttura a modificare il proprio modo di vibrare e dunque ad avere una diversa richiesta in termini spettrali.

Infine essendo i meccanismi di danno dei maschi murari fortemente influenzati dalla componente assiale di compressione, non è a priori trascurabile l'effetto di interazione tra il moto orizzontale e verticale. Nel caso di azione dinamica benché la parete mostri una resistenza laterale comparabile con quella fornita nel caso di risposta quasi statica, si riscontrino istantanei incrementi o decrementi della resistenza dovuti a variazioni della compressione nella parete; la relazione geometrica tra lo spostamento laterale e l'innalzamento dovuto al comportamento non resistente a trazione del modello di muratura induce un accoppiamento tra il moto orizzontale e il moto verticale della parete, con conseguenti forze d'inerzia verticali che determinano condizioni diverse da quelle indotte in prove quasi statiche.

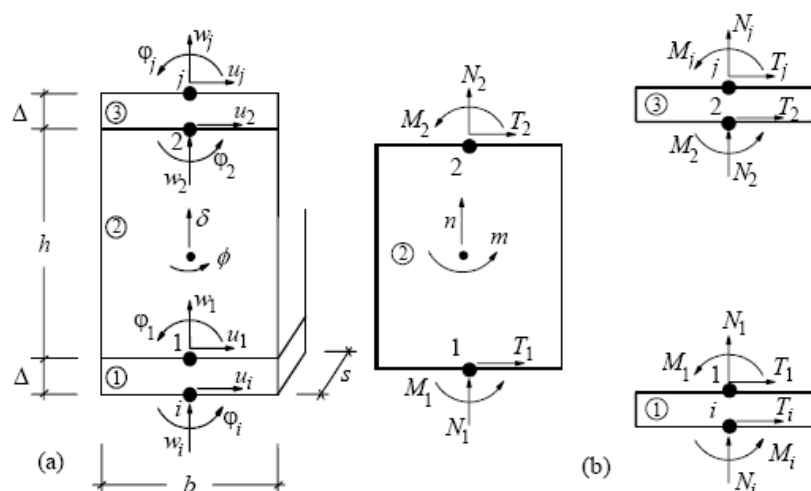
Le condizioni sopra indicate mostrano come, in strutture particolari, non considerare il problema dell'azione sismica da un punto di vista dinamico possa portare a trascurare alcuni effetti rilevanti.

Il macroelemento

La costruzione di un macroelemento, rappresentativo di un intero pannello murario, deve permettere la formulazione di equazioni d'equilibrio che coinvolgano un numero limitato d'incognite e deve poter rappresentare un modello cinematico capace di cogliere i meccanismi elementari di deformazione, danneggiamento e dissipazione delle strutture murarie.

Si consideri un pannello di larghezza b e spessore s costituito da tre parti. Si supponga che la deformabilità assiale sia concentrata nei due elementi di estremità 1 e 3, di spessore infinitesimo D , infinitamente rigidi ad azioni taglianti, e la deformabilità tangenziale sia situata nel corpo centrale 2 di altezza h che, viceversa, è indeformabile assialmente e flessionalmente.

Il modello cinematico completo per il macroelemento deve, quindi, contemplare i tre gradi di libertà dei nodi i e j e quelli dei nodi di interfaccia 1 e 2.



Le ipotesi di rigidità introdotte consentono di semplificare la cinematica del macroelemento imponendo opportune condizioni di congruenza all'interno delle singole sottostrutture 1, 2 e 3. Avendo indicato con w gli spostamenti assiali, con u quelli trasversali e con φ le rotazioni, si può affermare che $u_1 = u_i$; $u_2 = u_j$ (infatti i corpi 1 e 3 hanno rigidità tagliante infinita e spessore Δ tendente a zero) e $w_1 = w_2 = \delta$; $\varphi_1 = \varphi_2 = \varphi$ (il corpo centrale è assialmente e flessionalmente rigido e δ , φ rappresentano rispettivamente lo spostamento assiale e la rotazione).

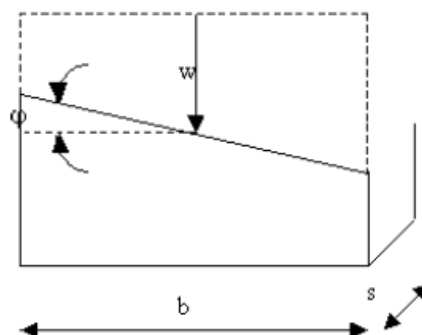
Dal punto di vista cinematico il modello è quindi descritto da otto gradi di libertà: le sei componenti di spostamento dei nodi di estremità ($u_i, w_i, \varphi_i, u_j, w_j, \varphi_j$) e le due componenti del macroelemento (δ e φ).

Il meccanismo di ribaltamento del pannello, favorito dall'assenza di una significativa resistenza a trazione del materiale, viene rappresentato ipotizzando un contatto elastico monolatero nelle interfacce 1 e 3, mentre il meccanismo di rottura a taglio è schematizzato, considerando uno stato di tensione uniforme nel modulo centrale 2 (si assume $T_i = T_j$), attraverso un legame tra le componenti cinematiche u_i, u_j, φ , lo stato tensionale e le variabili descrittive del comportamento plastico (il grado di danneggiamento α e lo scorrimento plastico γ_p). Il danneggiamento per fessurazione sulle fasce diagonali, dove si verificano meccanismi di taglio-scorrimento, è, infatti, rappresentabile mediante la componente anelastica di spostamento γ_p che si attiva quando viene superata una condizione limite per attrito alla Coulomb.

Nelle due estremità dell'elemento è concentrato il comportamento a flessione: le relazioni che legano la normale di compressione N ed il momento M alle componenti di spostamento w e φ derivano direttamente dalle equazioni elastiche di legame. Fintanto che il centro di pressione risulta interno al nocciolo centrale d'inerzia non si verifica la parzializzazione della sezione di estremità del pannello e sforzo normale e momento risultano lineari in w e φ e disaccoppiate (indicando con $k=2E/h$ la rigidezza assiale per unità di superficie):

$$N = k \cdot b \cdot s \cdot w$$

$$M = \frac{k}{12} \cdot s \cdot b^3 \cdot \varphi$$



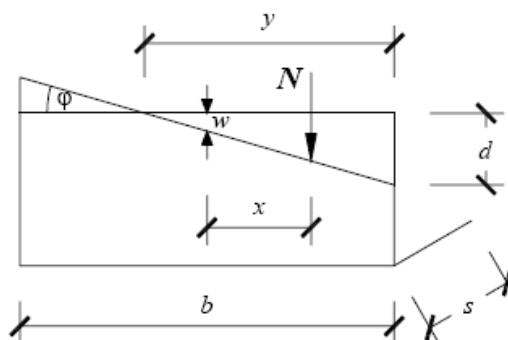
La sezione si parzializza quando la risultante delle azioni esce dal nocciolo centrale d'inerzia e, assumendo sezione rettangolare, ciò avviene se:

$$\frac{|M|}{|N|} = \frac{\left| \frac{k}{12} \cdot s \cdot b^3 \cdot \varphi \right|}{|k \cdot b \cdot s \cdot w|} = \frac{\frac{k}{12} \cdot s \cdot b^3 \cdot |\varphi|}{k \cdot b \cdot s \cdot |w|} = \frac{b^2 \cdot |\varphi|}{12 \cdot |w|} \leq \frac{b}{6}$$

ovvero in termini cinematici (essendo $w < 0$ poiché si assume che il pannello non reagisca a trazione):

$$|\varphi| \leq \frac{-2 \times w}{b}$$

Questa relazione indica che se si applica un momento alla sezione, dopo aver esercitato una compressione, la rotazione φ aumenterà linearmente, a spostamento verticale w costante, finché sarà verificata la condizione sopraccitata.



Da considerazioni geometriche, nell'ipotesi di piccoli spostamenti, si possono calcolare i contributi anelastici dovuti alla pressoflessione. Separando i contributi elastici da questi ultimi, si può riscrivere:

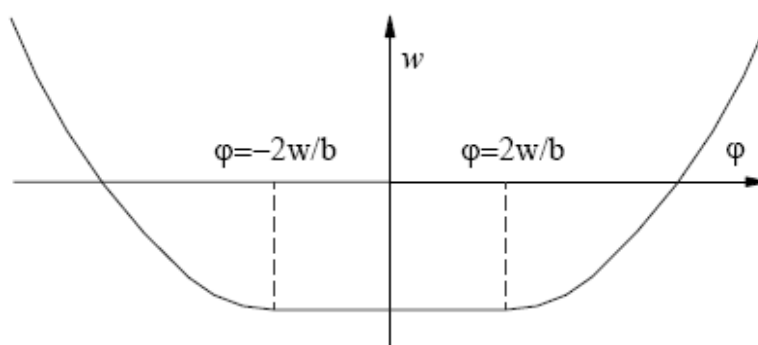
$$N = k \cdot s \cdot b \cdot w - \frac{k \cdot s}{8 \cdot |\varphi|} \cdot (|\varphi| \cdot b + 2 \cdot w)^2$$

$$M = \frac{k}{12} \cdot s \cdot b^3 \cdot |\varphi| + \frac{k \cdot s}{24} \cdot \frac{(-|\varphi| \cdot b + w)}{\varphi \cdot |\varphi|} \cdot (|\varphi| \cdot b + 2 \cdot w)^2$$

Nel caso di sezione parzializzata, si può dunque esplicitare la relazione che lega le grandezze cinematiche del problema.

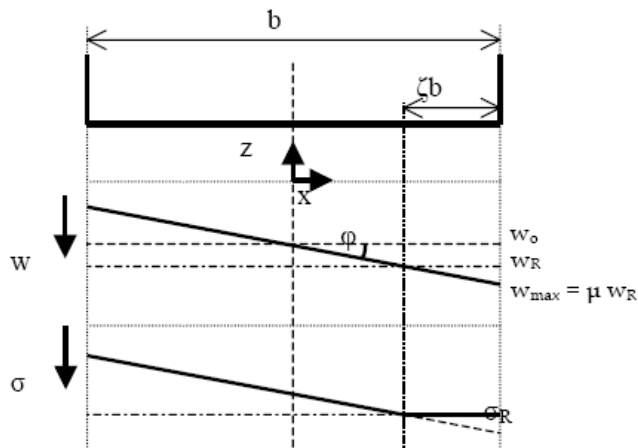
Esplicitando w si ha:

$$w = \frac{(|\varphi| \cdot b)}{2} - \sqrt{\frac{-2 \cdot |\varphi| \cdot N}{k \cdot s}}$$



Se si incrementa il momento (in un sistema precedentemente compresso) prima si ha un incremento lineare di φ , poi si raggiunge la condizione limite $|\varphi| = -2 \cdot w/b$ oltre cui valgono le precedenti relazioni: fino al limite di parzializzazione $\delta w / \delta \varphi = 0$, oltre, aumentando il momento, aumenta la rotazione ma diminuisce la compressione verticale. Oltre alla non linearità dovuta alla pressoflessione il modello di macroelemento contempla il danneggiamento per compressione: si può notare come, al momento dell'entrata in campo non lineare, in un generico passo di carico, caratterizzato dal superamento del valore di spostamento $w_R = \sigma_R / k$ in una porzione della sezione di base, tale stato sia identificabile attraverso due soli parametri: ζ ($=p/b$), misura

dell'estensione della porzione di sezione interessata dalla non linearità, e $\mu (=w_{max}/w_R)$, misura della duttilità richiesta alla fibra più esterna e, di conseguenza, del successivo degrado di rigidezza.



In un successivo passo di carico, in cui il valore w_{max} sia minore del valore limite di w_R , si ha uno stato tensionale che dipende così, attraverso i parametri μ e ζ , dalla storia di carico precedente: le fibre, che per effetto del precedente stato di spostamento hanno avuto un'escursione in campo plastico, sono così caratterizzati da una rigidezza degradata k^* funzione della duttilità:

$$k^*(x, \mu, \zeta) = \frac{k}{\frac{\mu - 1}{\zeta \cdot b} \cdot x + 1}, \quad x \in \left[\left(\frac{1}{2} - \zeta \right) \cdot b; \frac{b}{2} \right]$$

La tensione assiale ha, dunque, andamento lineare nella zona non interessata dalla plasticizzazione e sulla base di questa formulazione e di quest'ultima osservazione è possibile definire una semplice procedura di correzione non lineare dei valori delle caratteristiche di sollecitazione ottenuti con il legame elastico non reagente a trazione.

Si ha un andamento più complesso nella zona plastica:

$$\sigma(x) = \begin{cases} k \cdot (-w_0 - \varphi \cdot x) & x \in \left[-\frac{b}{2}; \left(\frac{1}{2} - \zeta \right) \cdot b \right] \\ k(-w_0 - \varphi \cdot x) \cdot \frac{b \cdot \zeta}{(\mu - 1) \cdot x + \zeta \cdot b} & x \in \left[\left(\frac{1}{2} - \zeta \right) \cdot b; \frac{b}{2} \right] \end{cases}$$

Si evidenzia tuttavia come il tratto degradato possa essere approssimato linearmente senza commettere un errore apprezzabile.

Per effetto della diversa distribuzione delle tensioni nei due casi, è possibile ottenere il valore dello sforzo normale di compressione ponendo:

$$N = N^{el} - N^*$$

dove N^{el} è lo sforzo normale calcolato con il legame elastico, mentre N^* risulta:

$$N^*(\mu, \zeta, w_{max}) = k \cdot \frac{\mu - 1}{\mu} \cdot \zeta \cdot b \cdot s \cdot w_{max}$$

Analogamente, la correzione non lineare del momento flettente si ottiene dalla:

$$M = M^{el} - M^*$$

In cui M^{el} è lo sforzo normale calcolato con il legame elastico, mentre M^* risulta:

$$M^*(\mu, \zeta, w_{max}) = \left(\frac{\zeta}{3} - \frac{1}{2} \right) \cdot b \cdot N^*$$

Tali correzioni sono valide sia nel caso in cui vi sia una riduzione delle tensioni per effetto del degrado, sia per una nuova condizione di superamento della soglia di resistenza.

La risposta a taglio è espressa considerando una deformazione tagliante uniforme

$$\gamma = \frac{u_i - u_j}{h} + \varphi \quad \text{nel pannello centrale 2 ed imponendo una relazione fra le grandezze}$$

cinematiche, u_i , u_j e φ , e la sollecitazione $T_i = -T_j$. Il danneggiamento è generalmente riscontrato lungo la diagonale dove si evidenzia uno spostamento fra i giunti (con una componente di deformazione anelastica) attivato per il superamento della condizione limite attritiva di Coulomb. Conoscendo l'effettiva deformazione tagliante del corpo 2 (indicando con G il modulo elastico di taglio) si può formulare la seguente equazione costitutiva:

$$T_i = \frac{GA}{h} \cdot (u_i - u_j + \varphi \cdot h) + T_i^*$$

$$T_i^* = -\frac{GA}{h} \cdot \frac{c \cdot \alpha}{1 + c \cdot \alpha} \cdot \left(u_i - u_j + \varphi \cdot h + \frac{h}{GA} \cdot f \right)$$

dove la componente non elastica T_i^* comprende l'azione attritiva f che si oppone al meccanismo di scorrimento e coinvolge un parametro di danno α ed un coefficiente adimensionale c , che controlla la deformazione non elastica. In questo modello, l'azione dovuta all'attrito è considerata nella seguente condizione limite:

$$\varphi_d = \gamma(S) - R(\alpha) \leq 0$$

dove $\gamma = \frac{1}{2} \cdot \frac{\gamma^{p2}}{c \cdot \alpha^2}$ è l'energia dissipata per effetto delle deformazioni anelastiche, R è

la funzione di resistenza (tenacità) e $S = \{t \quad n \quad m\}^T$ è il vettore delle tensioni interne al corpo 2.

Si assume R come funzione crescente di α fino al valore critico $\alpha_c = 1$ e successivamente decrescente per valori più elevati: questo modello può rappresentare sia il decadimento di rigidità, sia il degrado di resistenza tipico del comportamento ciclico dei pannelli murari.

Modellazione tridimensionale

Nella modellazione spaziale le pareti costituiscono gli elementi resistenti, nei riguardi dei carichi sia verticali, sia orizzontali; gli orizzontamenti (solai, volte, coperture) invece riportano alle pareti i carichi verticali gravanti su di essi e ripartiscono le azioni orizzontali sulle pareti di incidenza. La struttura risulta così modellata dall'assemblaggio di strutture piane: le pareti e gli orizzontamenti, entrambi privi di rigidità flessionale fuori dal piano.

Precedentemente è stata illustrata la procedura di modellazione a macroelementi delle pareti in muratura sollecitate nel proprio piano. Tale strumento costituisce il punto di partenza importante per la modellazione del comportamento globale basata proprio sul comportamento delle pareti nel proprio piano. La strada scelta è quella di conservare la modellazione delle pareti nel proprio piano ed assemblandole ad altre strutture, gli orizzontamenti, dei quali viene modellato il comportamento membranale.

Il modello dell'edificio viene ad assumere così globalmente masse e rigidità su tutti i gradi di libertà tridimensionali tenendo conto però, localmente, dei soli g.d.l. nel piano (nodi bidimensionali).

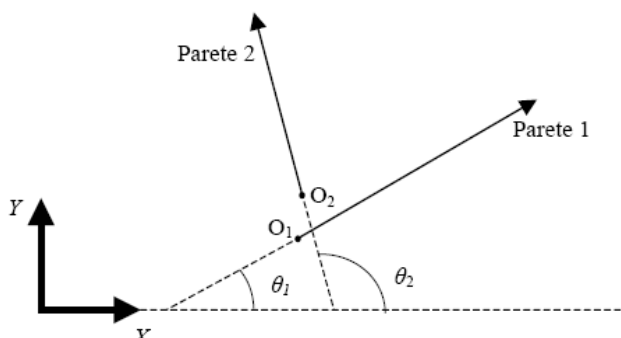
In questo modo si può pervenire ad un modello strutturale essenziale senza gravarlo del calcolo della risposta fuori piano locale, che può comunque essere verificata a posteriori.

Stabilito un riferimento globale unico per il modello dell'edificio, vengono introdotti i riferimenti locali di ciascuna parete: si assume che le pareti giacciono in un piano verticale e si localizza la traccia in pianta della generica parete "i" attraverso le coordinate di un punto, l'origine del riferimento locale $O_i (x_i, y_i, z_i)$, rispetto ad un

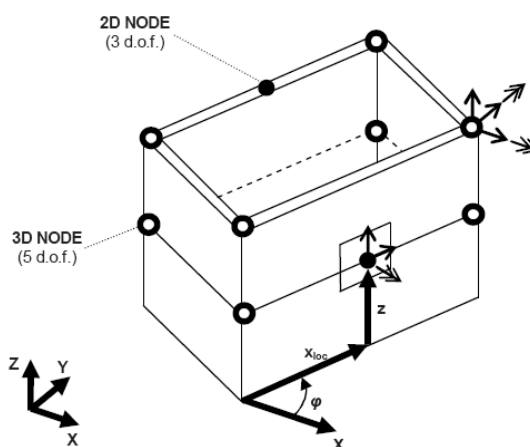
sistema di riferimento cartesiano globale (X,Y,Z), e l'angolo θ_i calcolato rispetto all'asse X.

Il sistema di riferimento locale della parete è così univocamente definito e la modellazione a macroelementi può avvenire con le stesse modalità del caso piano.

I macroelementi, così come gli elementi trave e catena, mantengono il comportamento nel piano e non necessitano di essere riformulati.



I nodi di connessione, appartenenti ad una sola parete, mantengono i propri gradi di libertà nel piano nel riferimento locale, mentre i nodi che appartengono a più pareti (localizzati nelle incidenze di queste ultime) debbono necessariamente disporre di gradi di libertà nel riferimento globale (nodi tridimensionali).

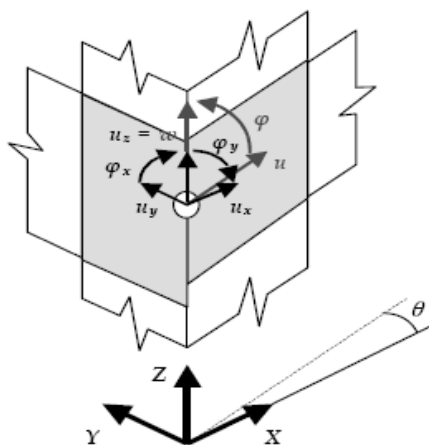


Questi nodi, in virtù dell'ipotesi di trascurare la rigidità flessionale delle pareti, non necessitano di un grado di libertà rotazionale intorno all'asse verticale Z in quanto non connessi ad elementi in grado di fornire termini di rigidità rotazionale locale. I nodi rigidi tridimensionali, rappresentativi di situazioni quali cantonali e martelli, sono

ottenuti come assemblaggio di virtuali nodi rigidi bidimensionali individuati in ciascuna delle pareti incidenti. Essi hanno componenti di spostamento generalizzato secondo 5 gradi di libertà: 3 spostamenti, u_x , u_y e u_z , e 2 rotazioni φ_x e φ_y . Le relazioni tra le 5 componenti di spostamento e rotazione del nodo tridimensionale e le 3 del nodo bidimensionale fittizio, appartenente alla singola parete sono perciò date dalle:

$$\begin{cases} u = u_x \cdot \cos\vartheta + u_y \cdot \sin\vartheta \\ w = u_z \\ \varphi = \varphi_x \cdot \sin\vartheta - \varphi_y \cdot \cos\vartheta \end{cases}$$

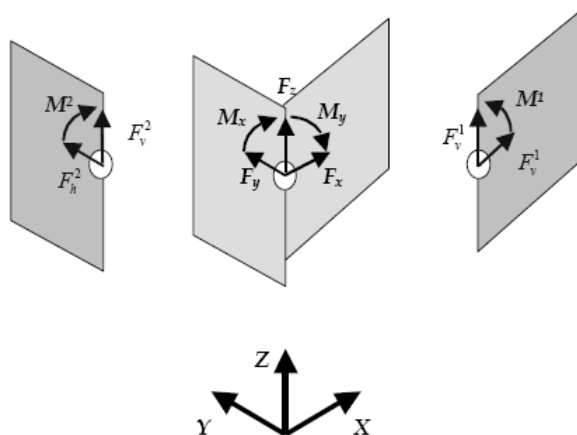
in cui con u , w e φ si sono indicate le 3 componenti di spostamento secondo i gradi di libertà del nodo fittizio appartenente alla generica parete orientata in pianta secondo un angolo ϑ . Analogamente anche le forze applicate ai nodi tridimensionali vengono scomposte secondo le direzioni individuate dai piani medi delle pareti ed applicate, così, ai macroelementi nel loro piano di resistenza.



Le forze reattive trasmesse dai macroelementi appartenenti alle singole pareti ai nodi fittizi bidimensionali vengono riportate nel riferimento globale in base alle:

$$\begin{cases} F_x = F_h^1 \cdot \cos\vartheta_1 + F_h^2 \cdot \cos\vartheta_2 \\ F_y = F_h^1 \cdot \sin\vartheta_1 + F_h^2 \cdot \sin\vartheta_2 \\ F_z = F_v^1 + F_v^2 \\ M_x = M^1 \cdot \sin\vartheta_1 + M^2 \cdot \sin\vartheta_2 \\ M_y = -M^1 \cdot \cos\vartheta_1 - M^2 \cdot \cos\vartheta_2 \end{cases}$$

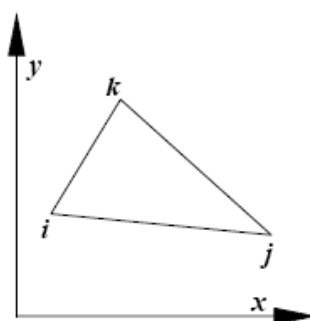
in cui, come riportato in figura, i termini con apice 1 e 2 fanno riferimento rispettivamente ai termini di forza corrispondenti ai nodi virtuali individuati nelle pareti 1 e 2 cui il nodo tridimensionale appartiene.



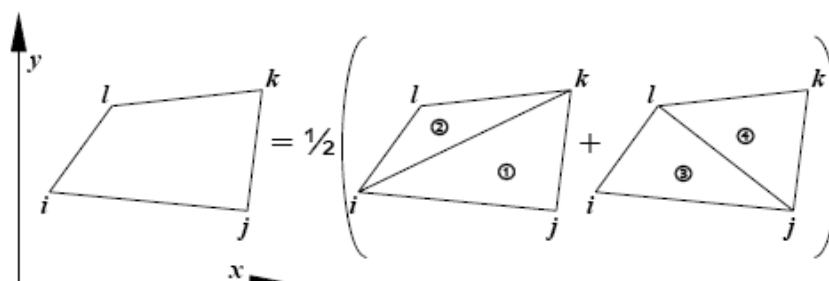
La modellazione della parete può così ancora avvenire nel piano, recuperando quanto descritto precedentemente. I nodi che appartengono ad una sola parete rimangono bidimensionali, ovvero mantengono solo 3 gradi di libertà anziché 5. I solai, modellati come elementi finiti a membrana ortotropa a 3 o 4 nodi, con due gradi di libertà per nodo (gli spostamenti u_x e u_y), sono identificati da una direzione di orditura, rispetto alla quale sono caratterizzati da un modulo elastico E_1 . E_2 è il modulo elastico in direzione perpendicolare all'orditura, mentre ν è il coefficiente di Poisson e $G_{2,1}$ il modulo di elasticità tangenziale. E_1 ed E_2 rappresentano, in particolare, il grado di collegamento che il solaio, anche grazie all'effetto di cordoli o catene, esercita tra i nodi di incidenza nel piano della parete. Il termine $G_{2,1}$ rappresenta invece la rigidezza a taglio del solaio nel suo piano e da esso dipende la ripartizione delle azioni tra le pareti.

È possibile disporre un elemento solaio collegandolo ai nodi tridimensionali, giacché esso ha la funzione principale di ripartire le azioni orizzontali tra le varie pareti in proporzione alla loro rigidezza ed in funzione della propria, conferendo al modello quel carattere di tridimensionalità che dovrebbe avvicinarsi al reale funzionamento strutturale.

L'elemento finito di riferimento considerato è l'elemento piano, in stato piano di tensione, a tre nodi :

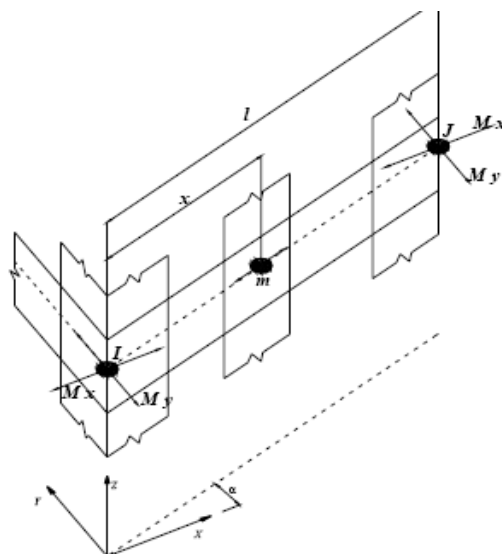


L'elemento a quattro nodi è ottenuto come media del contributo delle due coppie di elementi a tre nodi secondo cui è possibile suddividere il quadrilatero. In tal modo è possibile modellare con un unico elemento campiture di solaio di forma quadrilatera irregolare, con generica direzione di orditura.



La matrice di rigidezza coinvolge, ovviamente, i soli nodi tridimensionali di incidenza del solaio, mentre il contributo dei carichi verticali, propri o portati, viene attribuito in termini di massa nodale aggiunta a tutti i nodi, anche a quelli a 3 g.d.l., appartenenti alle pareti di incidenza alla quota di piano del solaio; tale massa aggiuntiva viene calcolata in base alle aree di influenza di ciascun nodo, tenendo conto della direzione di orditura del solaio.

La costruzione della matrice d'inerzia inizia dall'assemblaggio di quelle delle singole pareti e tiene conto della massa (propria e portata) trasferita dai solai, coerentemente con il proprio verso di orditura, ai nodi (bi o tridimensionali) con un'eventuale eccentricità orizzontale nel piano della parete. Anche la massa dei nodi e la quota parte di massa degli elementi incidenti può presentare, nel piano della parete, eccentricità verticali ed orizzontali (il baricentro del nodo potrebbe non coincidere con il punto geometrico di definizione e la porzione di massa trasferita al nodo dal macroelemento sarà generalmente eccentrica).



Dato che i nodi bidimensionali sono privi di gradi di libertà ortogonali al piano della parete di appartenenza, nel calcolo delle masse è trasferita la quota di massa nodale, in tale direzione, ai nodi tridimensionali vicini, in proporzione alla mutua distanza ed in modo che la massa complessiva del sistema nelle direzioni X ed Y sia coerente. Nel modello, per i nodi tridimensionali, sono cioè considerate due distinte masse nodali nelle due direzioni orizzontali.

Con riferimento alla figura precedente, i termini di massa nodale del nodo "I" si ottengono dalle seguenti relazioni:

$$M_x = M_x^I + m \cdot (1 - |\cos\alpha|) \cdot \frac{l-x}{l}$$

$$M_y = M_y^I + m \cdot (1 - |\sin\alpha|) \cdot \frac{l-x}{l}$$

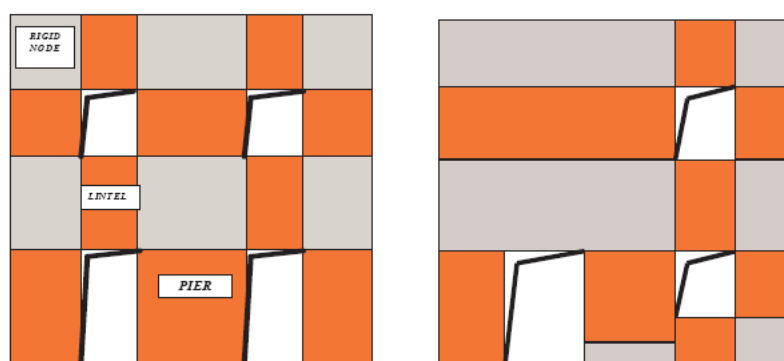
11.5.6. Modellazione della struttura in esame

La struttura è stata modellata in due blocchi separati, il primo riferito alla parte vecchia e il secondo alla parte nuova. Dividendo la parete in tratti verticali corrispondenti ai vari piani e nota l'ubicazione delle aperture, vengono automaticamente determinate le porzioni di muratura, maschi murari e fasce di piano in cui si concentrano deformabilità e danneggiamento.

Quindi maschi e fasce sono modellate con i macroelementi finiti bidimensionali, rappresentativi di pannelli murari, a due nodi con tre gradi di libertà per nodo (u_x , u_z , rot_y).

Le restanti porzioni di parete vengono dunque considerate come nodi rigidi bidimensionali di dimensioni finite, a cui sono connessi i macroelementi; questi ultimi trasmettono, ad ognuno dei nodi incidenti, le azioni lungo i tre gradi di libertà del piano. Nella descrizione di una singola parete i nodi sono individuati da una coppia di coordinate (x,z) nel piano della parete; i gradi di libertà di cui disporranno saranno unicamente u_x, u_z, rot_y (nodi bidimensionali).

Grazie a questa suddivisione in nodi ed elementi, il modello della parete diviene quindi del tutto assimilabile a quello di un telaio piano.

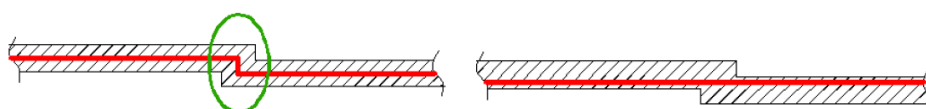


La struttura esaminata è costituita da due livelli principali, (piano terra e piano primo), e dal livello del sottotetto che occupa comunque un volume considerevole.

In una prima fase di modellazione è stato definito un modello più semplice possibile, costituito cioè da due soli livelli, nel quale è stato tenuto conto della parte non modellata solo sottoforma di carico aggiuntivo sulle pareti.

Inoltre i solai del piano sottotetto, pur essendo a quote diverse, sono stati modellati con solai posti alla solita quota (facendo una media delle quote all'estradosso); il software sconsiglia infatti di definire livelli diversi se la differenza di quota non è rilevante.

Poiché il software definisce una parete partendo dal suo asse, se si creano dei piccoli tratti di parete poco significativi, questi forvierebbero la natura del calcolo, così in questi è stato rettificato l'asse e definita un'unica parete.



Le pareti divisorie, inoltre, sono state considerate solo come carico sui solai.

Si ottiene in questo modo la seguente semplificazione delle pareti dell'edificio:



Figura 207 - Parte vecchia

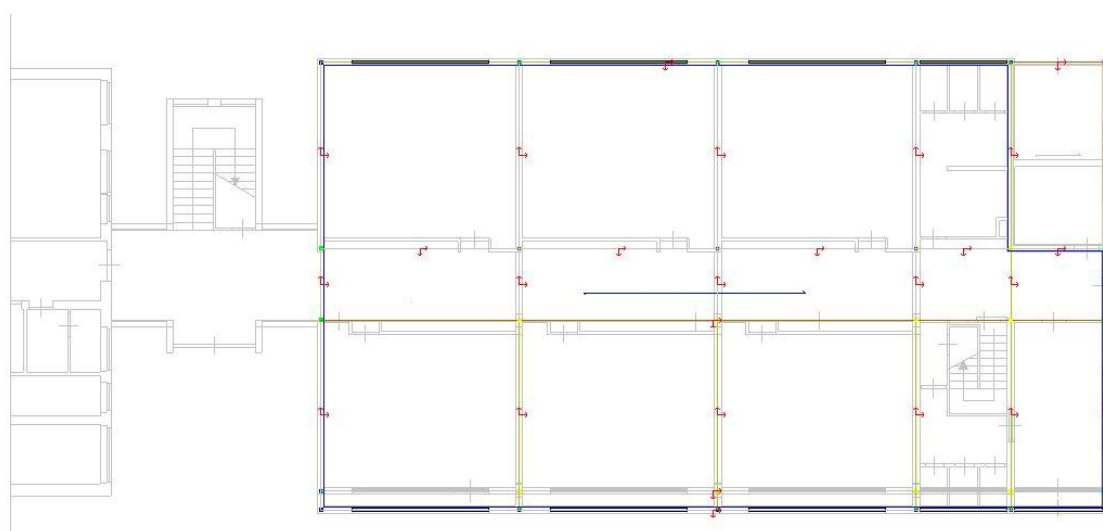


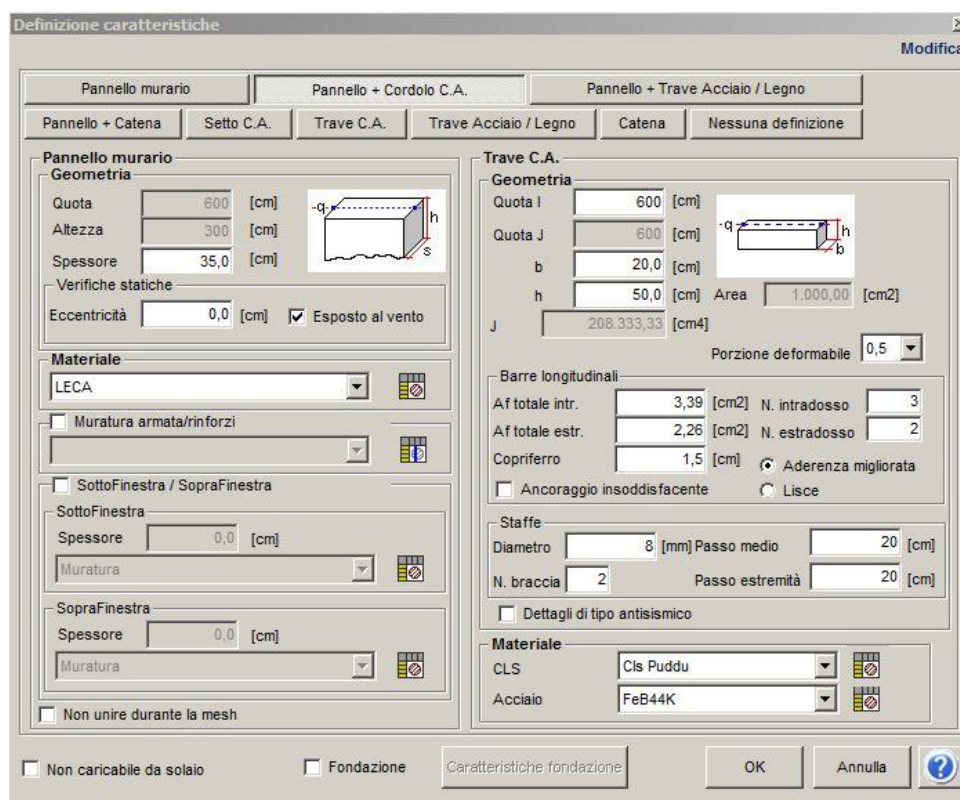
Figura 208 - Parte nuova

Una volta individuate le pareti che funzionano da “scheletro” della struttura sono stati definiti i materiale da cui sono costituite.

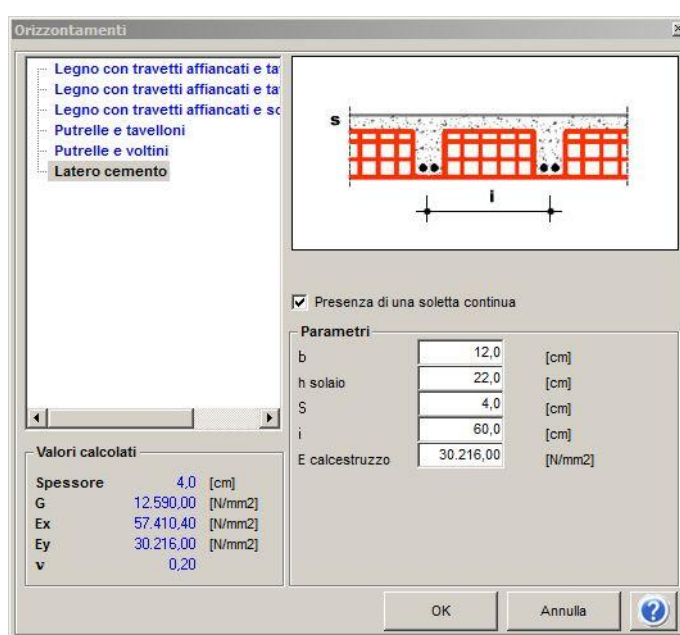
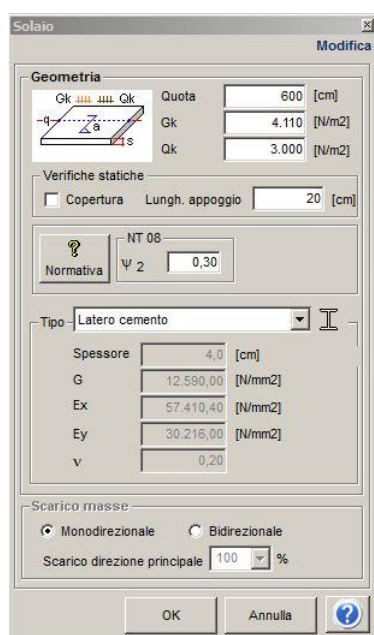
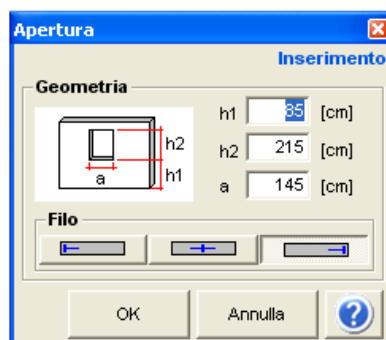
Come già descritto capitoli precedenti sono state individuate diverse tipologie di murature e se ne è tenuto conto anche nella definizione delle pareti del modello. In questa fase di studio è stata considerata la struttura già adeguata ai carichi verticali così come descritto nel capitolo precedente; si è pertanto considerato il livello di conoscenza LC2 ed è stato tenuto in conto il fattore migliorativo dovuto al betoncino armato così come indicato nella Circolare alle NTC 2008.

Nella tabella sottostante sono riassunti i parametri di analisi della muratura:

	Parametri di analisi della muratura				
	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]	f_m [N/cm ²]	τ [N/cm ²]
Muratura in pietra a spacco con buona tessitura	2610	870	21	400.01	8.13
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2250	750	18	400.01	9.49
Muratura in blocchi di calcestruzzo e argilla espansa	2100	525	12	218.74	13.76



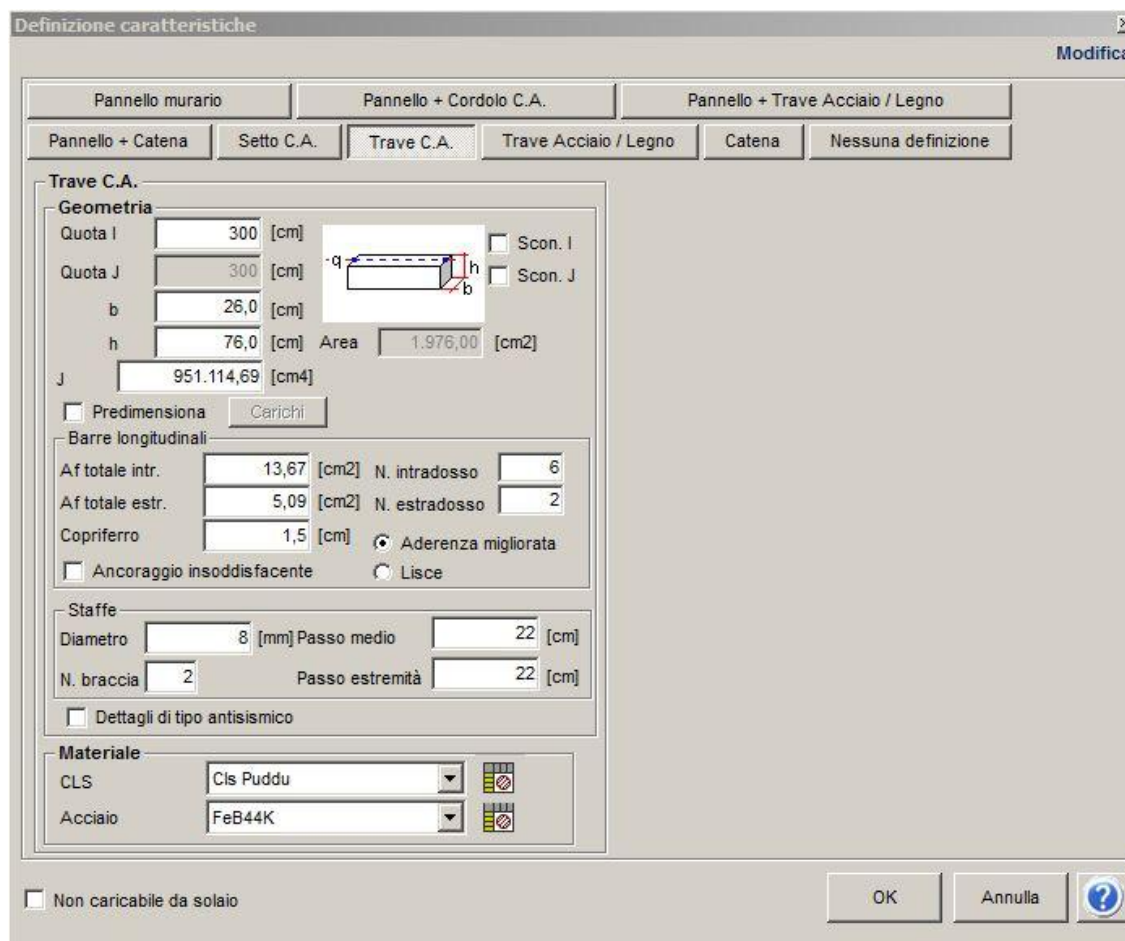
Dopo aver attribuito ad ogni elemento strutturale l'opportuna tipologia di materiale, sono state posizionate le aperture presenti ad ogni livello, e solo successivamente è stata definita l'orditura dei solai, la loro geometria, e di conseguenza i carichi permanenti agenti. E' stato inoltre ipotizzato che ogni solaio abbia una lunghezza d'appoggio di 15 cm sulle pareti.



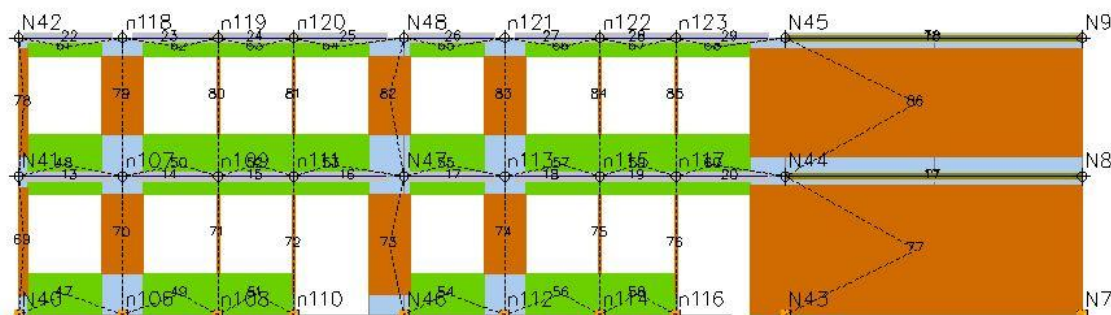
In base alle NTC del 2008 sono stati inoltre determinati i carichi accidentali gravanti su ogni solaio in funzione della sua destinazione d'uso.

Carichi accidentali sui solai	Qk [kN/m ²]
Carico neve	0,80
Ambienti suscettibili di affollamento (cat.C1)	3,00
Coperture e sottotetti (cat.H1)	0,50
Scale-Balconi (cat. C2)	4,00

La modellazione strutturale richiede inoltre l' inserimento di travi, individuate nel piano dalla posizione dei due nodi di estremità.

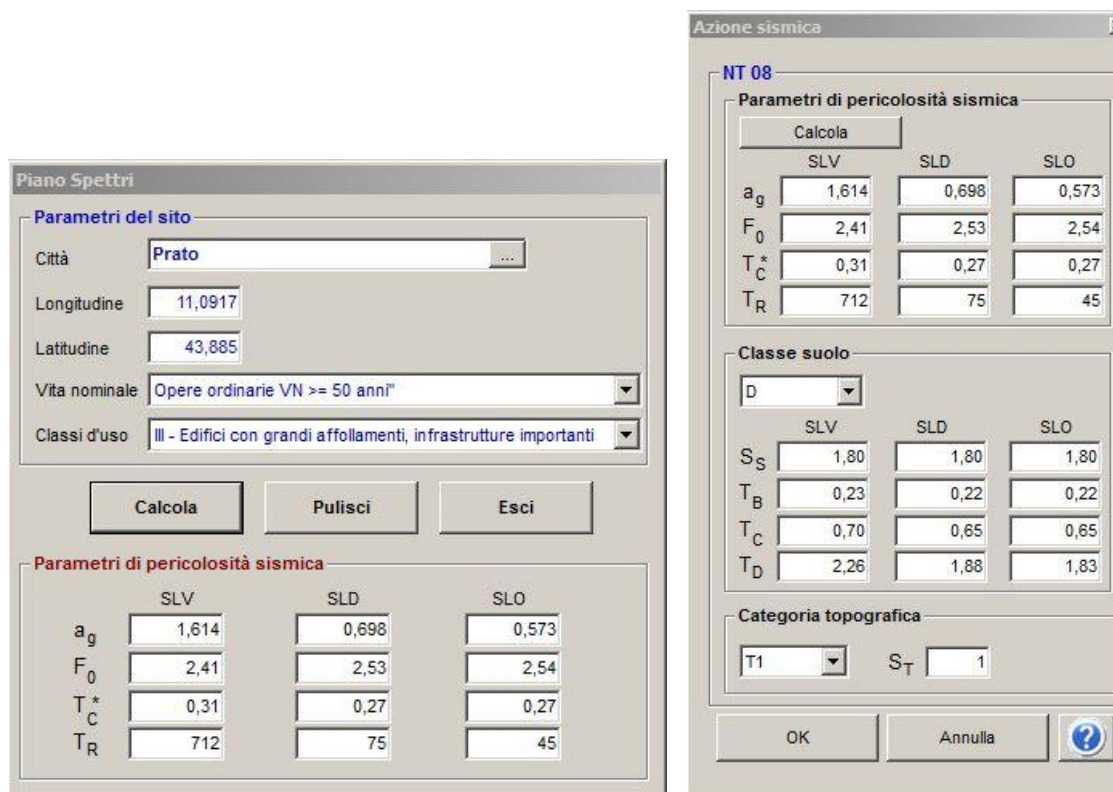


Il programma crea automaticamente la costruzione del telaio equivalente. Prendendo ad esempio la parete 5 dell'edificio:



Parete 5

Nelle impostazioni preliminari all'analisi del modello è richiesto l'inserimento di alcuni parametri quali: l'ubicazione del sito (sotto forma di latitudine e longitudine), la vita nominale e la classe d'uso che forniscono i parametri di pericolosità sismica; la classe del suolo che definisce i parametri S_S , T_B , T_C , T_D definiti nel Cap. 5 ed infine la categoria topografica del sito.



11.5.7. Risultati dell'analisi

In questo paragrafo si riportano i risultati delle verifiche sismiche globali eseguite sull'edificio con l'analisi statica non lineare. Per ogni combinazione considerata sono state eseguite le verifiche allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e allo Stato Limite di Danno (SLD).

La verifica allo SLV si considera soddisfatta se la richiesta di spostamento sotto il sisma di progetto relativa a questo stato limite $-D_{max,SLV}-$ risulta inferiore alla massima capacità deformativa della struttura $-D_{u,SLV}-$ e se il parametro q^* risulta inferiore a 3.

$$\begin{cases} D_{max,SLV} \leq D_{u,SLV} \\ q^* < 3 \end{cases}$$

Si ricorda che la massima capacità deformativa della struttura è definita dalla normativa sulla curva di capacità come quello spostamento corrispondente a una riduzione del 20% della forza massima, mentre la richiesta di spostamento sotto il sisma di progetto è determinata tramite l'equivalenza con un sistema a 1 g.d.l. e utilizzando lo spettro elastico di risposta. La limitazione del parametro q^* , rappresentativo del rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente, serve per porre una soglia nei riguardi dell'affidabilità delle risorse cui la struttura in muratura può attingere in campo non lineare.

La verifica allo SLD si considera soddisfatta se il massimo spostamento sotto il sisma di progetto relativo a questo stato limite $D_{\max SLD}$ risulta inferiore ai limiti definiti dalla normativa $D_d SLD$.

$$D_{\max SLD} \leq D_d SLD$$

Si ricorda che la massima capacità deformativa della struttura allo SLD è definita dalla normativa come il minimo tra lo spostamento corrispondente al raggiungimento della massima forza sulla curva di capacità e quello per il quale lo spostamento relativo tra due punti sulla stessa verticale appartenenti a piani consecutivi eccede il valore di $0,003 \cdot h$, dove h è l'altezza di piano. Lo spostamento sotto sisma si determina con la stessa procedura utilizzata nelle verifiche agli SLU utilizzando però per la definizione dello spettro i parametri relativi allo SLD.

Scelto come **nodo di controllo il n° 51** al livello 2 per il modello della parte vecchia e il **n° 46** al livello 2 per il modello della parte nuova (è consigliabile scegliere un nodo dell'ultimo livello e in prossimità del baricentro), il programma ci fornisce i risultati delle analisi attraverso la determinazione della curva di capacità, degli spostamenti e dei tipi di rottura di ciascuna parete.

Potenzialità di tale tecnica di modellazione è quella di individuare i punti di debolezza strutturale mediante una mappatura colorata (ad ogni colore viene associato un livello di degrado localizzato). Il degrado strutturale di ogni singola parete, come conseguenza del progressivo caricamento della struttura è evidenziato mediante mappe di danneggiamento riportate sulle pareti.

Muratura

- Integro
- Plastico per taglio
- Rottura per taglio
- Plastico presso flessione
- Rottura presso flessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura in fase elastica

C.A.

- Integro
- Rottura per taglio
- Plastico presso flessione
- Rottura presso flessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura per taglio (armatura diagonale carente)

Acciaio

- Integro
- Plastico presso flessione
- Plastico per compressione
- Plastico per trazione
- Elemento non efficace
- Ritorno in fase elastica

Selezionando il sisma agente nelle direzioni $\pm x$ e $\pm y$, le forze sismiche calcolate in modo proporzionale alle masse e al primo modo di vibrare, eccentricità assente o pari a tutti e 4 i casi possibili, si individuano 24 diversi tipi di analisi.

Come indicato nella tabella sottostante appare chiaro come tutte e 24 le analisi considerate risultino pienamente soddisfatte sia agli SLV che agli SLD per quanto riguarda la parte vecchia dell'edificio; per quanto riguarda la parte nuova invece è evidente come tutte le analisi in direzione x non risultano soddisfatte.

N.	Inserisci in	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	0,20	0,96	1,040	0,07	0,36	0,06	0,36	1,697	2,564
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	0,31	1,21	1,117	0,09	0,53	0,07	0,53	1,730	2,637
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	0,32	1,21	1,199	0,08	0,36	0,06	0,36	1,787	2,308
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	0,43	1,72	1,268	0,09	0,52	0,08	0,52	2,029	2,404
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	0,42	1,13	1,247	0,10	0,46	0,08	0,46	1,554	2,297
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	0,52	1,25	1,309	0,11	0,57	0,09	0,57	1,520	2,306
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	0,29	0,82	1,095	0,09	0,68	0,08	0,68	1,428	2,951
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	0,44	1,02	1,233	0,10	0,39	0,09	0,39	1,435	2,131
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	148,0	0,22	1,04	1,059	0,08	0,52	0,06	0,52	1,726	2,838
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-148,0	0,20	1,00	1,047	0,07	0,32	0,06	0,32	1,729	2,470
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	148,0	0,35	1,45	1,158	0,09	0,41	0,08	0,41	1,853	2,319
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-148,0	0,33	1,37	1,148	0,09	0,41	0,07	0,41	1,837	2,363
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	148,0	0,33	1,17	1,198	0,08	0,48	0,06	0,48	1,733	2,541
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-148,0	0,33	1,21	1,201	0,08	0,48	0,06	0,48	1,785	2,557
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	148,0	0,44	1,64	1,272	0,09	0,64	0,08	0,64	1,945	2,604
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-148,0	0,44	1,76	1,284	0,09	0,64	0,08	0,64	2,054	2,611
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	163,0	0,56	0,72	1,350	0,12	0,42	0,10	0,42	1,112	1,990
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-163,0	0,30	1,46	1,138	0,08	0,55	0,07	0,55	2,004	2,737
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	163,0	0,74	1,10	1,465	0,15	0,52	0,12	0,52	1,223	1,923
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-163,0	0,40	1,53	1,221	0,10	0,67	0,08	0,67	1,885	2,708
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	163,0	0,44	0,76	1,256	0,10	0,52	0,08	0,52	1,244	2,376
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-163,0	0,25	1,28	1,075	0,08	0,71	0,07	0,71	1,894	3,154
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	163,0	0,57	0,98	1,396	0,11	0,39	0,09	0,39	1,294	1,920
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-163,0	0,30	1,08	1,096	0,10	0,91	0,08	0,91	1,622	3,347

Figura 209 - Risultati parte vecchia

N.	Inserisci in	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q ⁺ SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	4,48	1,36	4,638	1,63	1,08	1,26	1,08	0,384	0,744
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	4,91	1,76	4,728	1,82	1,32	1,42	1,32	0,426	0,785
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	4,68	1,64	4,700	1,72	1,28	1,33	1,28	0,422	0,803
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	5,23	2,04	4,830	1,97	1,40	1,54	1,12	0,449	0,768
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	0,53	1,75	1,010	0,24	1,43	0,19	1,43	1,576	3,161
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	0,88	1,92	1,171	0,29	1,74	0,24	1,05	1,440	3,023
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	0,54	1,16	1,004	0,25	0,97	0,20	0,97	1,282	2,616
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	0,79	1,40	1,108	0,29	1,12	0,24	1,12	1,255	2,492
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	81,8	4,46	1,36	4,620	1,62	1,08	1,25	1,08	0,385	0,746
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-81,8	4,50	1,36	4,658	1,64	1,09	1,26	1,09	0,382	0,741
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	81,8	4,87	1,80	4,723	1,81	1,32	1,40	1,32	0,436	0,789
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-81,8	4,94	1,76	4,714	1,83	1,37	1,43	1,37	0,424	0,798
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	81,8	4,69	1,64	4,689	1,72	1,28	1,33	1,28	0,421	0,802
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-81,8	4,71	1,65	4,694	1,73	1,29	1,34	1,29	0,420	0,800
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	81,8	5,15	2,04	4,852	1,93	1,40	1,51	1,12	0,455	0,778
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-81,8	5,15	2,08	4,840	1,94	1,40	1,51	1,12	0,462	0,779
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	143,5	0,65	1,27	1,062	0,26	1,15	0,21	1,15	1,278	2,696
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-143,5	0,60	1,12	1,080	0,22	1,12	0,18	1,12	1,255	2,772
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	143,5	0,98	1,92	1,217	0,31	1,27	0,25	0,82	1,377	2,461
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-143,5	0,92	1,23	1,260	0,27	1,20	0,22	1,20	1,137	2,478
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	143,5	0,75	1,09	1,132	0,26	0,90	0,21	0,90	1,150	2,332
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-143,5	0,50	1,14	0,986	0,23	1,14	0,19	1,14	1,312	2,891
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	143,5	1,01	1,31	1,263	0,30	0,94	0,24	0,94	1,122	2,122
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-143,5	0,79	1,17	1,133	0,27	1,17	0,22	1,17	1,166	2,567

Figura 210 - Risultati parte nuova

E' chiaro dai risultati riportati che l'edificio ha un buon comportamento per quanto riguarda la parte vecchia della struttura; gli interventi di consolidamento, descritti nel capitolo precedente, oltre a verificare le analisi ai carichi non sismici sono sufficienti anche ad assicurare una buona risposta globale della struttura agli eventi sismici.

Per quanto riguarda invece la parte nuova della struttura appare evidente come la risposta agli eventi sismici sia soddisfacente unicamente in una direzione (y), risultando invece carente nell'altra direzione (x). Questo era chiaro già da una prima analisi generale dell'edificio in quanto all'interno della struttura è stato rilevato un sistema resistente (portale in c.a. e muratura) unicamente in direzione trasversale, risultando invece carente il sistema controventante in direzione longitudinale.

Si procede a questo punto a studiare un possibile intervento finalizzato a realizzare un sistema resistente anche in direzione longitudinale che assicuri un comportamento globale della struttura soddisfacente anche in questa direzione.

Capitolo 12

Proposta di adeguamento sismico

12.1. Considerazioni sullo stato attuale della struttura

Come indicato nel capitolo precedente, l'edificio ha un buon comportamento sismico per quanto riguarda la parte vecchia della struttura mentre necessita di un intervento di adeguamento per quanto riguarda la parte nuova.

Analizzando i risultati riportati nel capitolo precedente è evidente come sia necessario procedere alla realizzazione di un sistema resistente per le azioni sismiche in direzione longitudinali all'edificio. Per questo si è pensato di intervenire sulle due murature interne che si sviluppano su tutta la lunghezza del corridoio. Allo stato attuale queste sono realizzate in mattoni pieni e malta di calce ed hanno uno spessore di 12 cm (la muratura presenta infatti allo stato attuale una disposizione "ad una testa"); pertanto sono state considerate fino ad ora come murature non strutturali e quindi la loro presenza nelle analisi ai carichi non sismici è stata presa in considerazione unicamente come massa.

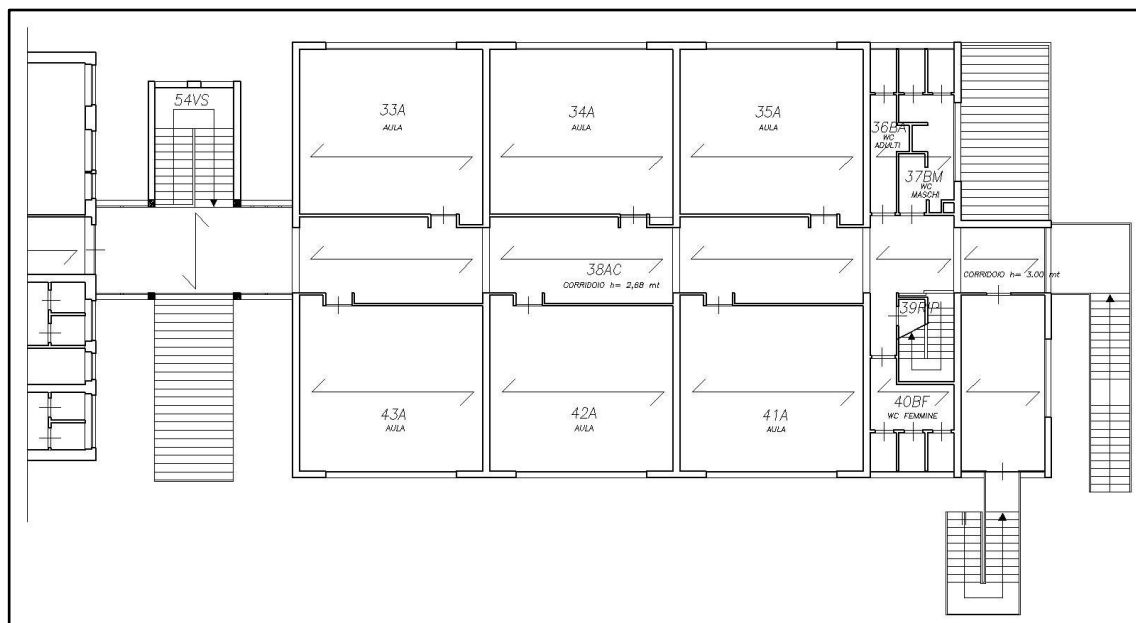


Figura 211 - Pianta parte nuova

12.1. Intervento di adeguamento sismico

L'intervento proposto consiste nella realizzazione di 4 setti in c.a. lungo le pareti del corridoio delle dimensioni di 280 x 20 cm. L'intervento ha lo scopo di realizzare un adeguato sistema resistente alle azioni sismiche in direzione longitudinali all'edificio. La posizione per i setti è stata valutata considerando anche la pianta architettonica dell'edificio esistente così da ridurre al minimo i possibili disagi.

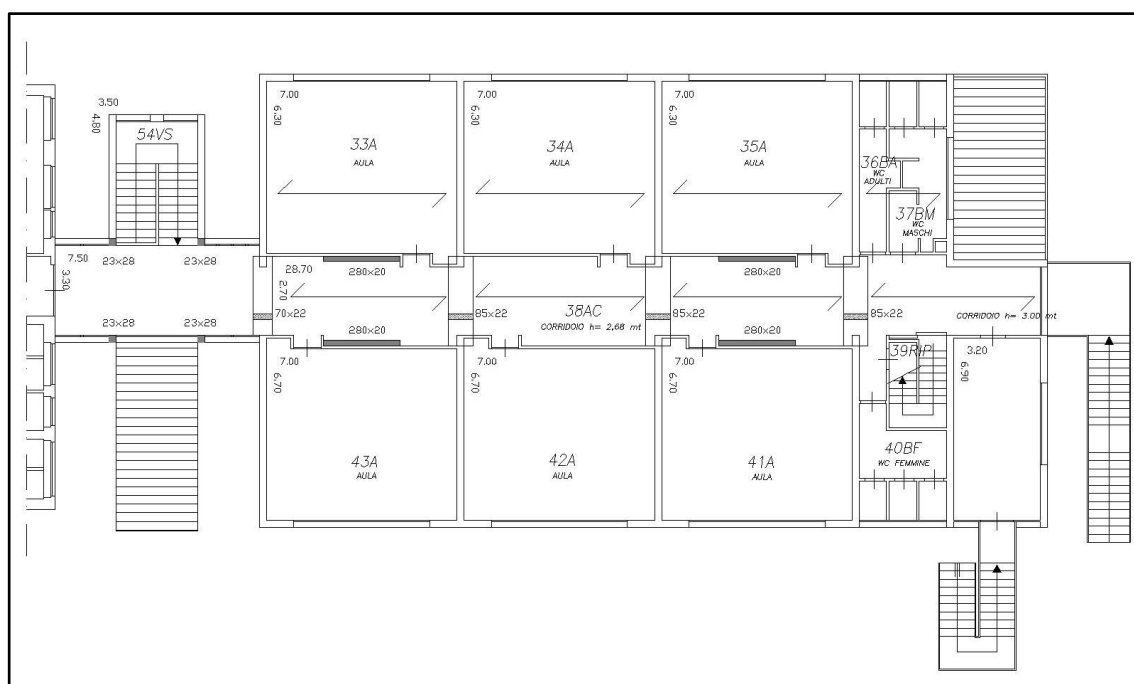
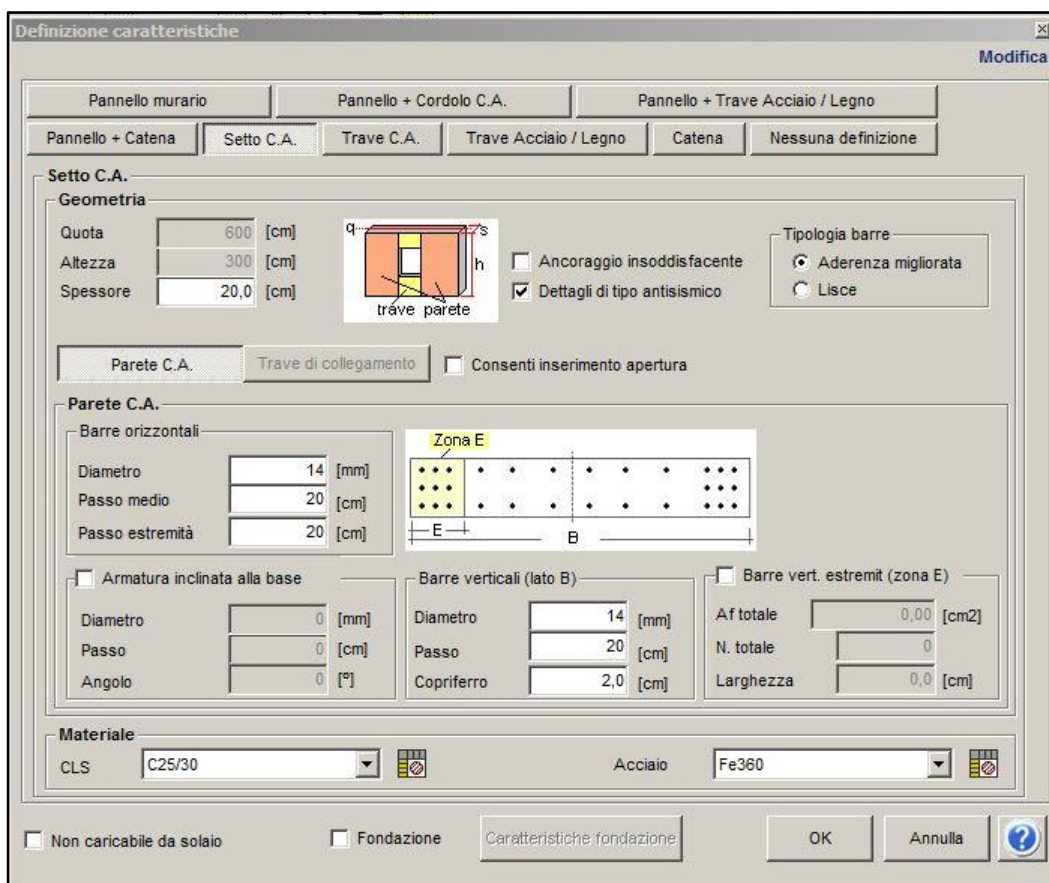


Figura 212 - Disposizione in pianta dei setti in c.a.

A questo punto si procede alla modifica del modello utilizzato per la precedente verifica sismica globale, realizzato con il software 3Muri e descritto nel capitolo precedente. Il nuovo modello è ottenuto inserendo le caratteristiche dei nuovi elementi appena descritti attraverso la definizione dei parametri richiesti dal software in fase di modellazione di cui si riporta la schermata principale.



Il nuovo modello tridimensionale della struttura è quindi riportato nella figura seguente:

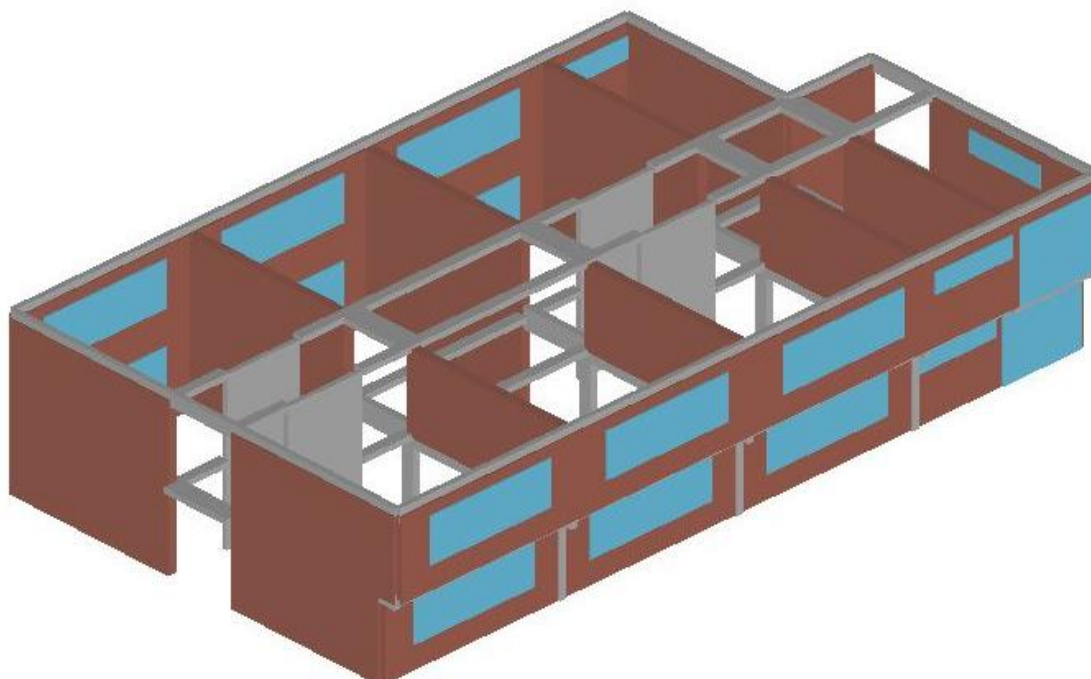


Figura 213 - Modello 3Muri

Vengono quindi rieseguiti i calcoli così come fatti in precedenza e si è andati a verificare che tutti i casi di analisi siano a questo punto verificati. I risultati delle analisi sono riportati nella tabella seguente che, come si può notare, risultano tutte soddisfatte.

	N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q [*] SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
▶	1	<input type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	1,22	2,80	1,679	0,25	1,57	0,21	1,21	1,707	2,447
	2	<input type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	1,51	2,76	1,943	0,30	1,61	0,25	1,21	1,508	2,198
	3	<input type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	1,16	2,80	1,687	0,23	1,53	0,19	1,21	1,765	2,485
	4	<input type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	1,47	2,76	1,960	0,28	1,53	0,23	1,17	1,530	2,169
	5	<input type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	0,79	1,99	1,130	0,28	1,45	0,23	1,45	1,512	2,680
	6	<input type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	1,07	2,42	1,246	0,34	2,38	0,28	1,40	1,522	3,173
	7	<input type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	0,65	1,18	1,043	0,28	1,13	0,23	1,13	1,224	2,502
	8	<input type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	0,94	1,58	1,177	0,32	1,32	0,26	1,32	1,250	2,393
	9	<input type="checkbox"/>	+X	Masse	81,8	1,17	2,84	1,663	0,24	1,52	0,20	1,20	1,766	2,462
	10	<input type="checkbox"/>	+X	Masse	-81,8	1,26	2,77	1,695	0,26	1,57	0,22	1,21	1,660	2,408
	11	<input type="checkbox"/>	+X	1° modo	81,8	1,47	2,84	1,930	0,29	1,56	0,24	1,20	1,554	2,199
	12	<input type="checkbox"/>	+X	1° modo	-81,8	1,56	2,81	1,966	0,31	1,61	0,25	1,17	1,497	2,160
	13	<input type="checkbox"/>	-X	Masse	81,8	1,16	2,83	1,695	0,23	1,52	0,19	1,20	1,770	2,486
	14	<input type="checkbox"/>	-X	Masse	-81,8	1,17	2,76	1,681	0,24	1,57	0,20	1,21	1,734	2,513
	15	<input type="checkbox"/>	-X	1° modo	81,8	1,36	2,79	1,933	0,26	1,52	0,21	1,20	1,552	2,270
	16	<input type="checkbox"/>	-X	1° modo	-81,8	1,48	2,72	1,951	0,29	1,57	0,24	1,17	1,512	2,194
	17	<input type="checkbox"/>	+Y	Masse	143,5	0,84	1,65	1,153	0,29	1,23	0,24	1,23	1,336	2,419
	18	<input type="checkbox"/>	+Y	Masse	-143,5	0,84	1,31	1,169	0,28	1,31	0,23	1,31	1,200	2,506
	19	<input type="checkbox"/>	+Y	1° modo	143,5	1,16	2,24	1,283	0,35	1,46	0,29	0,91	1,400	2,316
	20	<input type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-143,5	1,17	1,77	1,330	0,34	1,70	0,28	1,70	1,229	2,511
	21	<input type="checkbox"/>	-Y	Masse	143,5	0,87	1,07	1,185	0,29	0,90	0,24	0,90	1,084	2,099
	22	<input type="checkbox"/>	-Y	Masse	-143,5	0,66	1,26	1,061	0,27	1,26	0,22	1,26	1,259	2,626
	23	<input type="checkbox"/>	-Y	1° modo	143,5	1,14	1,31	1,320	0,33	0,94	0,27	0,94	1,069	1,911
	24	<input type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-143,5	0,98	1,21	1,223	0,31	1,21	0,26	1,21	1,091	2,271

Figura 214 - Risultati parte nuova MODIFICATA

CONCLUSIONI

L'edificio in esame presenta numerose carenze sia nei confronti delle azioni verticali sia nei confronti delle azioni sismiche. Il lavoro si è articolato inizialmente in una fase di indagine in situ in cui si sono studiati i particolari costruttivi dell'edificio e i materiali utilizzati. In particolare, con saggi mirati si è potuto rilevare la geometria e la quantità di armatura dei principali elementi in c.a. presenti all'interno della struttura, rimuovendo lo strato superficiale di intonaco è stato possibile rilevare le diverse tessiture murarie e valutare la qualità delle ammorsature nelle principali zone dell'edificio; mediante prove di carotaggio degli elementi in c.a. e con martinetto piatto sulla muratura è stato invece possibile avere un quadro chiaro e abbastanza completo sui materiali costituenti l'edificio. Dalle prove sopracitate è emerso che la parte di edificio costruita nei primi anni ottanta presenta materiali con caratteristiche molto scadenti per quanto riguarda le murature portanti e ciò ha conseguenze nei risultati delle verifiche a pressoflessione ortogonale al proprio piano eseguite seguendo le indicazioni del D.M. 14 Gennaio 2008 – “Norme tecniche per le costruzioni” (che fanno riferimento al D.M. 20/11/1987). Se pur costituiti da materiali con caratteristiche migliori entrano in crisi anche alcuni pannelli in mattoni pieni e in muratura mista del blocco vecchio dell'edificio risalente agli anni '70. Le cause principali sono l'elevate eccentricità strutturali e snellezze alle quali si associano bassi valori del coefficiente di riduzione delle resistenze $\Phi = \Phi(e, \lambda)$. I risultati delle prove sul calcestruzzo hanno invece dato risultati soddisfacenti, evidenziando la bontà del materiale utilizzato, e per questo non sono risultati particolari problemi per quanto riguarda le verifiche degli elementi in c.a. (travi, pilastri).

Gli impalcati dei solai sono molto diversificati; ciò è giustificato dal fatto che l'edificio ha subito variazioni e ampliamenti in tre periodi diversi: anni settanta di prima costruzione; primi anni ottanta in cui è stato realizzato il blocco nuovo dell'edificio, e 2008, anno in cui è stata sostituita la vecchia copertura in latero-cemento delle due aule laterali che prospettano su Via Montalese con altra metallica, previo il completamento delle murature in laterizio dovuto al lieve rialzamento dell'imposta della falda, dando all'edificio l'attuale aspetto.

Le verifiche statiche a flessione dei solai non sono risultate tutte soddisfatte; per quanto riguarda i solai in laterocemento con soletta collaborante la causa è stata riscontrata nella carente armatura a flessione mentre per quel che riguarda il solaio del piano primo del blocco vecchio la causa è la presenza di una tipologia ormai in disuso di cui non esiste una metodologia di verifica di comprovata validità. Si è pertanto fatto riferimento ad una formula sperimentale proposta dalla RDB che però non ha dato risultati soddisfacenti. Per tutti i casi in cui la verifica non è soddisfatta si è proposto un intervento di consolidamento.

Per quanto riguarda le verifiche sismiche, eseguite secondo il D.M. 14 Gennaio 2008 – “Norme Tecniche per le Costruzioni”, si può dire che allo stato attuale la struttura presenta carenze locali dovute alla mancanza di un solaio con soletta collaborante che realizzi un piano rigido al piano primo del blocco vecchio. Questo causa possibili problemi di instabilità locale dei pannelli murari con l'attivazione del cinematismo di ribaltamento semplice. Tale carenza è però eliminata con l'intervento di consolidamento previsto per il solaio in questione; si è infatti proposto la completa sostituzione del solaio di piano presente con un nuovo tipo bausta tralicciato e soletta in cls armata opportunamente collegata alle murature. Le verifiche sismiche globali, cioè quelle dove si considerano efficaci i collegamenti tra le diverse pareti e tra le pareti ed i solai tenendo conto solo della resistenza nel piano dei pannelli murari, eseguite con l'analisi statica non lineare (software 3Muri), risultano soddisfatte per tutte e 24 le combinazioni considerate per quanto riguarda il blocco vecchio, risultano invece carenze per l'azione sismica in direzione longitudinale all'edificio per quanto riguarda il blocco nuovo.

Allo stato attuale la scuola presenta quindi problematiche diffuse sia per le azioni verticali che per le azioni sismiche. Gli interventi necessari per il consolidamento e l'adeguamento sismico sono quindi di tipo variegato e possono essere sintetizzati nel modo seguente:

Interventi mirati al consolidamento dei solai:

- Sostituzione del solaio attuale del piano primo del blocco vecchio costituito da laterizio armato con solaio tipo bausta tralicciato e soletta in cls armata opportunamente collegata alle murature.

- Rinforzo dei solai in laterocemento con fibre della ditta BASF Construction Chemical Italia s.p.a., di tessuto unidirezionale in fibra di carbonio, nominato “MBRACE FIBRE ALTA RESISTENZA”.

Interventi mirati al consolidamento delle pareti:

- Placcaggio diffuso su entrambi i livelli dell’edificio con intonaco armato dello spessore di 5 cm; l’intervento è eseguito sia sulla faccia interna che su quella esterna delle pareti. Tale intervento è volto ad aumentare la resistenza dei materiali che costituiscono le pareti con i coefficienti moltiplicativi della resistenza di base dati dalla **Tab. 4 - 2**. Un altro vantaggio di questo tipo di intervento è l’aumento dello spessore delle pareti per le quali la snellezza risulta notevolmente ridotta.

Interventi di adeguamento sismico:

- Sostituzione del solaio di piano primo della parte vecchia, con lo scopo di creare il piano rigido a livello degli impalcati e di collegarlo adeguatamente alle pareti per instaurare il comportamento scatolare della struttura. Sono interventi mirati ad evitare il verificarsi del cinematismo di collasso delle pareti per ribaltamento fuori dal piano causato dalla formazione della cerniera cilindrica ai diversi livelli alla base del pannello considerato.
- Realizzazione di 4 setti in c.a. disposti lungo le pareti del corridoio del blocco nuovo delle dimensioni di 280 x 20 cm. Questo intervento è finalizzato alla realizzazione di un adeguato sistema resistente alle azioni sismiche in direzione longitudinali all'edificio.

Come risulta dalle verifiche effettuate nella condizione post-intervento l’edificio può essere sia consolidato che adeguato alle nuove norme sismiche, tuttavia essendo interventi non locali ma diffusi sia in pianta che in altezza, rimane da valutare in termini di costi la fattibilità dei lavori. Si consiglia quindi di redigere un dettagliato computo metrico estimativo degli interventi strutturali, di rifinitura e, non da meno, degli impianti, che non sono stati valutati in questa sede.

BIBLIOGRAFIA

Normative

- D.M. Infrastrutture del 14-01-2008: *“Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”*;
- Circolare del Consiglio Superiore dei LLPP n. 617 del 02-02-2009: *“Nuova Circolare delle Norme Tecniche per le Costruzioni”* di cui al D.M. del 14-01-2008;
- D.M. del 20-11-1987 *“Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”*;
- CNR-DT 200/2004 – *“Istruzioni per la progettazione, l’esecuzione ed il Controllo di Interventi di Cinsolidamento Statico mediante l’utilizzo di Compositi Fibrorinforzati”*;
- Circolare del Ministero dei LLPP n°21745 del 30 Luglio 1981: *“Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma”*;

Testi

- AA.VV. a cura di AICAP Associazione Italiana Calcestruzzo Armato e Precompresso (2008): *“Progettazione di strutture in calcestruzzo armato, guida all’uso dell’Eurocodice 2, con riferimento alle Norme Tecniche D.M. 14-01-2008, Volume 1”*
- AA.VV. a cura di AICAP Associazione Italiana Calcestruzzo Armato e Precompresso (2008): *“Progettazione sismica di edifici in calcestruzzo armato, guida all’uso dell’Eurocodice 2, con riferimento alle Norme Tecniche D.M. 14-01-2008, Volume 2”*
- Vincenzo Perrone, Helvius Edizioni (2004): *“Il calcolo agli stati limite, progetto e verifica delle sezioni in c.a.”*

Cataloghi - Manuali

- Manuale di SAP2000 v.14 - CSI Italia srl
- Manuale di 3Muri - S.T.A Data srl

- Catalogo RDB - Solaio SAP
- Vincenzo Bacco, La Gazzetta dei Solai a cura della sezione solai dell'Andil Assolaterizi, Anno 5 - n. 44/dicembre 2007: *"Recupero di un solaio in latero-cemento"*
- Cambi Luigi, Cambi F.lli srl: *"Prontuario Tecnico"*
- BETONTEX Rinforzi per l'edilizia, scheda tecnica n. 1/ottobre 2001: *"Rinforzi unidirezionali in fibra di carbonio per edilizia"*
- BASF Construction Chemicals Italia s.p.a.: *"MBar e MBrace. Rinforzo di strutture con FRP. Quaderno tecnico"*

Software

- Verifica C.A. Stato limite ultimo - ver.7.5 - Prof. Piero Gelfi
- Trave continua - ver.7.4 - Prof. Piero Gelfi
- SAP2000 v.14.0.0 - CSI Italia srl
- 3Muri v.4.0.300 - S.T.A Data srl
- Autocad 2009 - Autodesk Inc.

Certificati

- Certificato di collaudo blocco nuovo, n. 6141 del 03-12-1982, CAREP Soc. Cooperativa s.r.l. (Prato)
- Certificato di collaudo scala esterna antincendio, n. 508 del 09-05-2006, C.M. Costruzioni metalliche s.r.l. (Pisa)
- Certificato di collaudo relativo alla sostituzione della copertura con parziale sopraelevazione di tratti murari su due aule, del 11-09-2008, C.M. Costruzioni metalliche s.r.l. (Pisa)
- Certificato di Prove su carote di Calcestruzzo, n. 5372 del 01-09-2009, Laboratorio SIGMA s.r.l. (Firenze)
- Certificato di Prove su Indagini sclerometriche e ultrasoniche, n. 01500 del 01-09-2009, Laboratorio SIGMA s.r.l. (Firenze)
- Certificato di Prove con martinetti piatti sulle strutture murarie, n. STR 137/09 del 21-10-2009, Università degli studi di Firenze - Dipartimenti di Ingegneria Civile e Ambientale - Laboratorio prove strutture e materiali (Firenze)

ALLEGATI

- **ALLEGATO 1: Allegati grafici**

Tav.1 Piante e Prospetti stato attuale

Tav.2 Indagini in situ Piano Terra stato attuale

Tav.3. Indagini in situ Piano Primo stato attuale

Tav.4 Indagini in situ Piano Sottotetto stato attuale

Tav.5 Solai di piano stato attuale

Tav.6 Piante e Sezioni Piano Terra stato modificato

Tav.7 Piante e Sezioni Piano Primo stato modificato

Tav.8 Dettagli interventi stato modificato