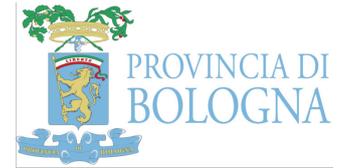


# PROVINCIA DI BOLOGNA

## Comune di Crevalcore



**RIPRISTINO CON MIGLIORAMENTO SISMICO DEGLI IMMOBILI ADIBITI AD USO SCOLASTICO ED A SERVIZI PER LA PRIMA INFANZIA, DI PROPRIETA' PUBBLICA O PRIVATA (SCUOLE PARITARIE) CON ESITO AGIBILITA' E**  
**Ordinanza n.42 del 20 settembre 2012**

**Z025 - SCUOLA "I.P.S.I.A. MALPIGHI"**  
**Sede Centrale Crevalcore lavori di ripristino e miglioramento sismico**

## PROGETTO ESECUTIVO

### Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale

PROVINCIA DI BOLOGNA  
 Settore Lavori Pubblici  
 RUP  
**Ing. Gianluca Perri**  
 COMMITTENTE  
 Settore Edilizia Scolastica  
**Ing. Simone Stella**  
 PROPRIETA'  
 Comune di Crevalcore

PROGETTAZIONE  
 **Architettura Ingegneria P&CM**  
**STS Servizi Tecnologie Sistemi S.p.A.**  
 Via dell'Arcoveggio, 10 - 40128 BOLOGNA  
 PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA  
**Arch. Eugenio Arbizzani**  
**Arch. Christian Zambonini - Geom. Roberto Forcellati**  
 PROGETTAZIONE GENERALE E STRUTTURALE  
**Ing. Tommaso Pazzaglia - Arch. Christian Zambonini**  
**Ing. Emilio Bona Veggi**  
**Ing. Enrico Reatti - Geom. Roberto Forcellati**  
 COORDINATORE SICUREZZA  
**Ing. Tommaso Pazzaglia - Arch. Christian Zambonini**  
 PROGETTAZIONE IMPIANTI  
**P. Mattia Buriani - Arch. Christian Zambonini**  
**P. Roberto Zambelli - Geom. Roberto Forcellati**

		NOME FILE	AMB. SOFTWARE		SCALA
		2012.23_PE_S_01.01_Intro_0.pdf			
REV.	Data	EMISSIONE	Redatto	Verificato	Approvato
0	febbraio 2013	PRIMA	Reatti	T.Pazzaglia	E.Arbizzani

<b>2012.23</b> CODICE COMMESSA	<b>PE</b> LIVELLO PROGETTAZIONE	CORPO	<b>S</b> ARGOMENTO	<b>01</b> TIPO ELABORATO	<b>01</b> NUMERO PROGRESSIVO	<b>0</b> REVISIONE
-----------------------------------	------------------------------------	-------	-----------------------	-----------------------------	---------------------------------	-----------------------

<b>A.</b>	<b>DESCRIZIONE DEL CONTESTO DELLA STRUTTURA</b>	<b>2</b>
<b>B.</b>	<b>DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA E INTERVENTI</b>	<b>12</b>
<b>C.</b>	<b>NORMATIVA TECNICA UTILIZZATA</b>	<b>32</b>
<b>D.</b>	<b>DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DELL’AZIONE SISMICA</b>	<b>33</b>
<b>E.</b>	<b>DESCRIZIONE DEI MATERIALI DI PROGETTO</b>	<b>34</b>
<b>F.</b>	<b>ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE</b>	<b>37</b>
<b>G.</b>	<b>PRINCIPALI COMBINAZIONI</b>	<b>39</b>
<b>H.</b>	<b>METODO DI ANALISI</b>	<b>40</b>
<b>I.</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITI INDAGATI</b>	<b>40</b>
<b>J.</b>	<b>SINTESI DEI RISULTATI</b>	<b>41</b>
<b>K.</b>	<b>CARATTERISTICA E AFFIDABILITA’ DEL CODICE DI CALCOLO</b>	<b>43</b>
<b>L.</b>	<b>RISULTATI STRUTTURE GEOTECNICHE</b>	<b>44</b>
<b>M.</b>	<b>INDICAZIONE CATEGORIA DI INTERVENTO</b>	<b>45</b>
<b>N.</b>	<b>DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA NEL SUO INSIEME</b>	<b>46</b>
<b>O.</b>	<b>DEFINIZIONE DEI MATERIALI ESISTENTI</b>	<b>67</b>
<b>P.</b>	<b>RISULTATI SIGNIFICATIVI STATO DI FATTO–STATO DI PROGETTO</b>	<b>75</b>

## **A. DESCRIZIONE DEL CONTESTO DELLA STRUTTURA**

### **Inquadramento urbanistico catastale**

Il complesso in oggetto è situato in Via Persicetana n°45 nel Comune di Crevalcore, la presente relazione riguarda la valutazione della sicurezza e la progettazione esecutiva relativamente agli interventi di miglioramento sismico del blocco denominato A, blocco storico, al quale si sono aggiunti nel tempo altre parti più recenti, in particolare il detto blocco B-C-D e E.

Il blocco denominato A presenta una valutazione secondo la scheda AeDES - Agibilità e Danno nell'Emergenza Sismica – con identificazione E (edificio inagibile) così come i blocchi denominati D ed E di più recente realizzazione.

L'edificio è censito secondo il Foglio 95 Mappale 112 Sub. 3.

L'intervento ricade nell'ambito degli interventi miglioramento sismico secondo l'ordinanza 42 del 20 settembre 2012, del Presidente della Regione Emilia Romagna in quanto Commissario Delegato per l'emergenza terremoto.

*Figura n.1 – inquadramento*

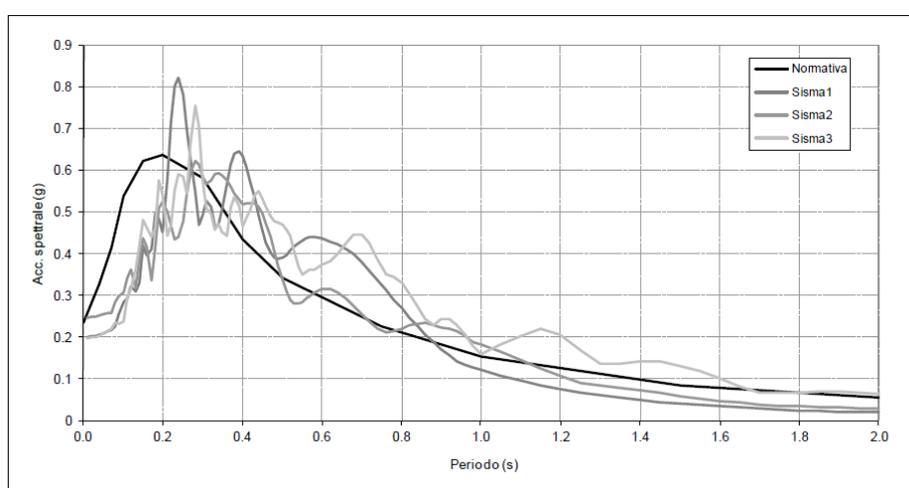
Il quadro economico dell'intervento è quello d'appresso indicato:

<b>IPIA MALPIGHI CREVALCORE " - € 1.896.326,05</b>	
<b>QUADRO ECONOMICO</b>	
<b>A) LAVORI IN APPALTO</b>	
A1) soggetti a ribasso d'asta	<b>1.455.918,49</b>
(oneri per la sicurezza non soggetti a ribasso (3,5%))	141.390,00
<b>TOTALE A)</b>	<b>1.597.308,49</b>
<b>B) SOMME A DISPOSIZIONE</b>	
B1) Piccoli lavori in economia	18.541,96
B2) Spese tecniche:	116.861,97
B3) Copertura assicurativa CSP (€ 958,39) e Validatore (€ 1.070,19)	2.028,58
B4) IVA 10% su voci A) - B1)	161.585,05
<b>TOTALE B)</b>	<b>299.017,56</b>
<b>TOTALE IMPORTO COMPLESSIVO DELL'OPERA</b>	<b>1.896.326,05</b>

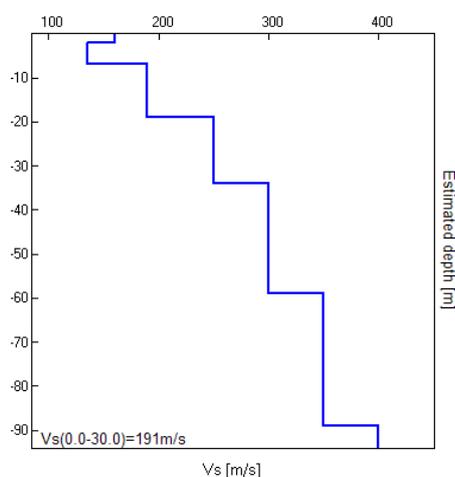
### Caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche

Nella relazione geologica stessa riportata come allegato viene stabilito che:

- Sulla base delle informazioni e le stratigrafie pubblicate dalla RER nei dintorni dell'area, non si ritrovano entro i 15 m di profondità strati di sabbia pulita immersi in falda tali da far pensare ad un rischio di liquefazione. Le litologie predominanti infatti sono il limo e l'argilla.
- Dalle misure dei microtrempi, non sono stati trovati picchi particolarmente significativi, indicando come nel sito di studio sia improbabile un forte effetto di risonanza dovuto alla stratigrafia del terreno.
- Dal confronto tra gli spettri calcolati e quelli proposti dalla normativa si nota una buona sovrapposizione, anche se generalmente l'accelerazione spettrale calcolata presenta valori mediamente più bassi per periodi inferiori a 0.2 0.3 s.



- I dati relativi all'amplificazione sismica locale, espressa in termini di PGA/PGA0 e Fattori di Amplificazione dell'Intensità Spettrale risultano mediamente più bassi rispetto a quanto indicato nella normativa, ciò può essere dovuto al fatto che lungo la stratigrafia la velocità delle onde S tende ad aumentare gradualmente.
- I valori della Vs 30 sono pari a 191 m/sec che caratterizzano un terreno di tipo C



**Analisi storico critica**

Il complesso è ubicato lungo la via Persicetana dove questa incrocia via Griso in Comune di Crevalcore e risulta composto come prima citato da un blocco storico denominato A e da 4 blocchi di più recente realizzazione denominati B-C-D ed E.

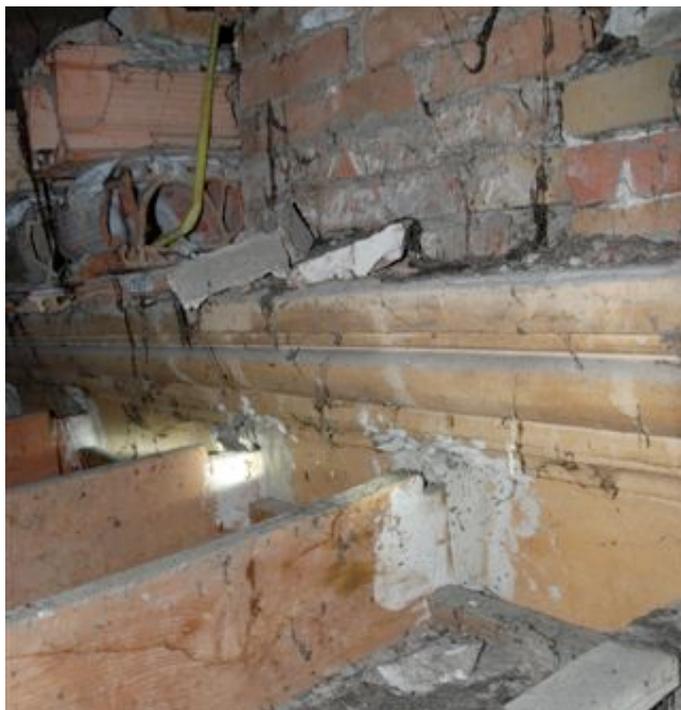


*Figura n.2 – foto aerea*

L'edificio denominato A fu edificato nel 1930 e risultava composto da una parte centrale e da due braccia con forma ad L, successivamente nel dopoguerra fu sopraelevato di un piano lungo tutte le due braccia, dato questo ottenuto mediante l'analisi di una immagine storica degli anni '40 (Figura n°3) che mostrava la presenza solo di un piano per quanto riguarda le braccia del complesso e mediante l'analisi delle pareti di confine a livello del sottotetto del corpo centrale con finiture tipiche da pareti di facciata (Figura n°4).



*Figura n.3–Cartolina degli anni '40*



*Figura n.4*–Muro tra parte centrale e braccia con cornice tipica dell’ esterno

Durante l’esecuzione della sopraelevazione furono effettuate alcune modifiche anche al corpo centrale, chiudendo alcuni dei varchi presenti lungo i lati di confine e demolendo quasi totalmente gli arellati presenti a livello del sottotetto, particolare questo evidente dalla presenza delle tracce degli arellati demoliti nelle catene delle capriate presenti (figura n°6). Tali arellati vennero sostituiti con solai di varia natura composti ove non praticabili da travetti in laterizio armati e mezze tavelle tra travetto e travetto (figura n°5), mentre dove praticabili da solai in profilati metallici con passo un metro e con riempimento tra trave e trave con tre elementi di laterizio, con in alcuni casi l’aggiunta di una tavella per compensare i difetti di montaggio



*Figura n.5*–Solai non praticabili in sostituzione degli arellati



*Figura n.6*–Tracce sotto le catene delle capriate dei precedenti arellati

Successivamente sempre nel dopoguerra furono ampliate le ali mediante la realizzazione di due piccoli corpi simmetrici che rappresentano due blocchi bagni nell'angolo a 90° che formano i due rettangoli che compongono ogni singolo braccio, realizzazione questa di poco successiva alla sopraelevazione considerate le tecniche costruttive i materiali utilizzati e le caratteristiche del tutto analoghi alla sopraelevazione stessa.

Inoltre presumibilmente intorno agli anni '60 fu ampliata una delle due braccia mediante un piccolo corpo sul lato destro costruito in aderenza sfruttando le murature presenti.

I dati di queste due successive realizzazioni sono state ottenute mediante l'osservazione delle foto aeree dell'IGM degli anni 1935 (figura n°7) ove questi corpi non vengono evidenziati e mediante saggi effettuati sulle pareti di confine che presentano ancora parti tipiche e presenti su tutti gli esterni dell'edificio stesso (figura n°8 – 9 e 10).



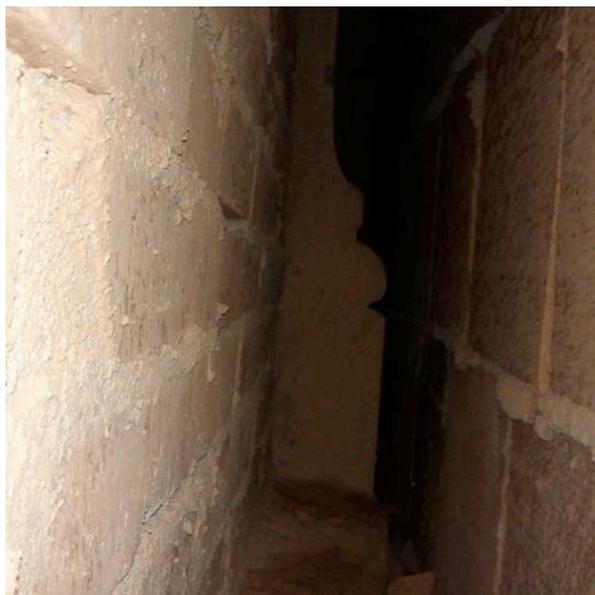
*Figura n.7*–Foto aerea IGM 1935



*Figura n.8*–Evidente tinta presente sotto l'intonaco su parete interna



*Figura n.9*–Evidente elemento decorativo presente esternamente negli architravi su parete interna



*Figura n.10*–Evidente elemento decorativo presente su varco tamponato

L'edificio storico fu oggetto di ulteriori modifiche che lo portarono se pur parzialmente a collegarsi al blocco denominato B e C realizzati alla fine degli anni '80, attraverso una passerella di collegamento al piano primo avente la struttura portante formata da due putrelle in acciaio che si poggiano, lato edificio esistente su una architrave, anch'essa in acciaio, posizionata sopra l'uscita secondaria dell'edificio, e continuano internamente su parte dell'edificio stesso.

Durante questa realizzazione il fabbricato storico centrale subì ulteriori rimaneggiamenti, che portarono alla demolizione di circa il 40% dei solai di piano primo esistenti. In corrispondenza dell'arrivo della passerella i solai furono demoliti e sostituiti con un solaio composto da travi metalliche, lamiera grecata e getto armato di completamento (figura 11), inoltre fu demolito l'originario solaio in profilati metallici e riempimento tra trave e trave con elementi in laterizio presente nell'attuale presidenza e in parte dell'ufficio tecnico, sostituendolo con un solaio con doppi travetti prefabbricati tipo celersap, alleggerimento in laterizio e cappa superiore non armata (figura 12).



*Figura n.11*–Solaio in profilati metallici e lamiera grecata in sostituzione di solaio esistente



*Figura n.12*–Solaio in latero-cemento in sostituzione di solaio esistente

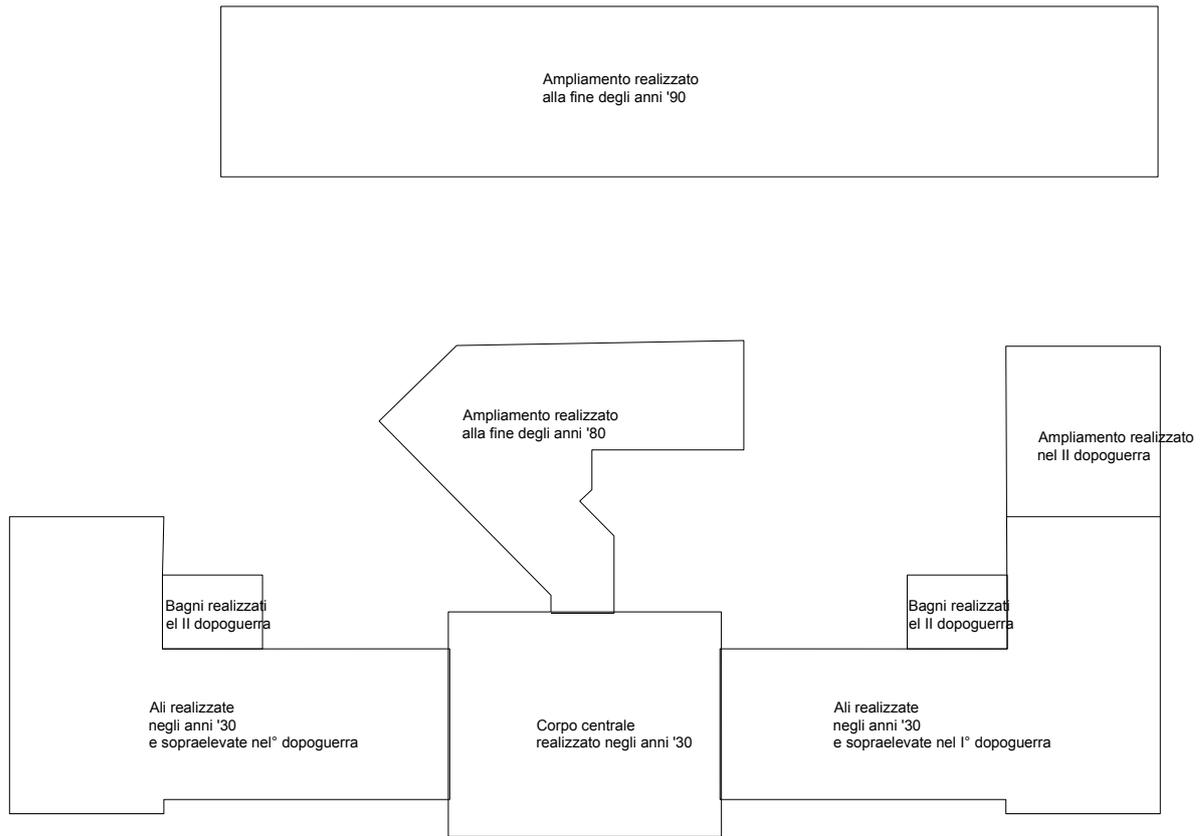
Alla fine degli anni '90 inoltre il complesso fu ulteriormente ampliato mediante la realizzazione di un edificio prefabbricato denominato corpo D e E oltre al posizionamento di una scala metallica di sicurezza esterna nel corpo storico in corrispondenza dell'ampliamento del dopoguerra. Si può infatti notare come le foto aeree del 2003 (figura n.13) e la cartografia CTR di fine anni '90 (figura n°14) siano del tutto analoghe alla rappresentazione di figure n°2, mentre nella foto aerea dell'IGM del 1935 si nota chiaramente l'assenza dei blocchi B-C-.D-E e di una piccola parte del blocco A.



*Figura n.13* – foto aerea del 2003



*Figura n.14* – Cartografia di fine anni '90



*Figura n.15 – Quadro riepilogativo indagine storica*

## B. DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA E INTERVENTI

### Descrizione struttura

Il **blocco storico (A)**, presenta una pianta a “C” con ali di diversa lunghezza causa l’ampliamento del secondo dopoguerra e si estende in elevazione per 2 livelli fuori terra.

L’edificio è costituito da **una parte centrale**, all’incirca quadrata, di dimensioni 16x19 m circa, quattro parti analoghe tra loro atte a formare **le due braccia**, disposte simmetricamente rispetto al corpo centrale, di dimensioni 10.60x20.70 e **l’ultima parte** invece che rende la “C” asimmetrica di dimensioni di 10.60x11.90, oltre che a due piccole parti disposte in prossimità delle due ali di forma pressochè quadrata di lato 7 x 5 dove si posizionano i blocchi bagni.

La parte centrale presenta una struttura portante verticale, costituita da maschi murari nelle due direzioni con spessore a due teste, eccezion fatta per alcuni maschi interni con spessore di una testa.

I maschi sono realizzati in mattoni pieni con tessitura diversa a seconda che le pareti siano interne o esterne; per le pareti esterne risulta presente la classica tessitura di testa mentre per le pareti interne la tessitura risulta gotica.



### Tessiture murarie

Non è presente alcun tipo di cordolatura di piano e la scala presente per raggiungere il primo impalcato risulta in mattoni pieni di taglio con disposizione ad arco con appoggio su profilato metallico tipo NP.

Gli architravi esterni essendo presenti sempre su doppie finestre sono realizzati mediante elementi in calcestruzzo gettati presumibilmente in stampi e montati durante la realizzazione dell’opera, composti da un pilastro centrale e un doppio architrave, particolare questo ricavato mediante l’analisi di alcuni di questi elementi privi ormai di intonaco protettivo.

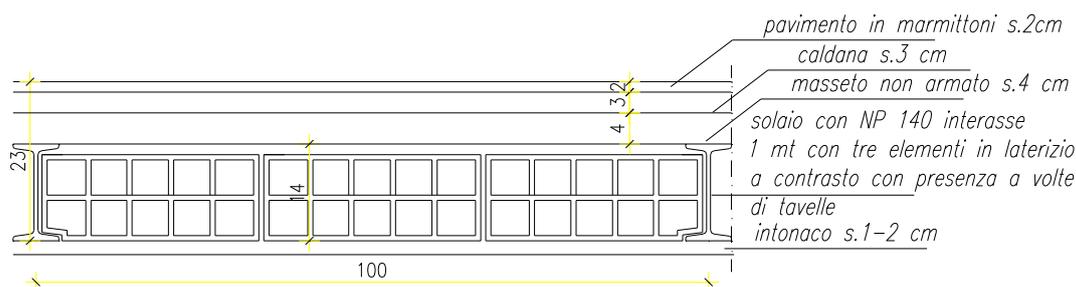


Tipologia architravi esterni

Internamente invece le architravature risultano delle più svariate, composte da mattoni in piattabanda per quelle piccole a profilati metallici per quelle di dimensioni maggiori.

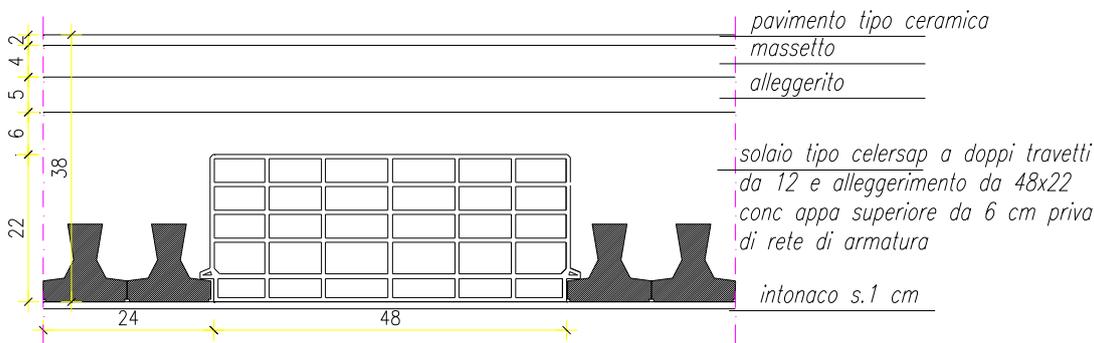
I solai di piano primo a uso scolastico presentano le seguenti tipologie:

- solai in profilati metallici con passo un metro e con riempimento tra trave e trave con tre elementi di laterizio, con in alcuni casi l'aggiunta di una tavella per compensare i difetti di montaggio in condizione fatiscente soprattutto per quanto riguarda gli elementi di alleggerimento che risultano smossi e privi di contrasto tra loro, con strato di intonaco inferiore e relativo controsoffitto leggero, oltre a strato superiore di massetto, caldana e pavimento (originario).



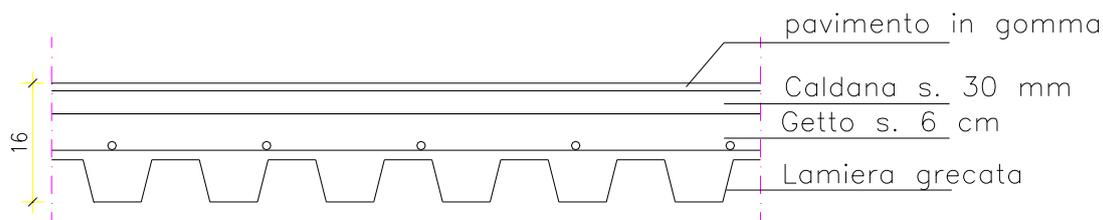
Tipologia solaio denominata S2

- solai con doppi travetti prefabbricati da 12 tipo celersap, alleggerimento in laterizio da 48x22 e cappa superiore non armata da 6 cm oltre a 11 cm di finiture composte da 5 cm di alleggerimento 4 cm di caldana e 2 cm. di pavimento, e intonaco all'intradosso (non originario fine anni '80) .



Tipologia solaio denominata S3

- solai composto da putrelle in acciaio lamiera grecata e getto di completamento superiore con relativo controsoffitto inferiore leggero (non originario fine anni '80)

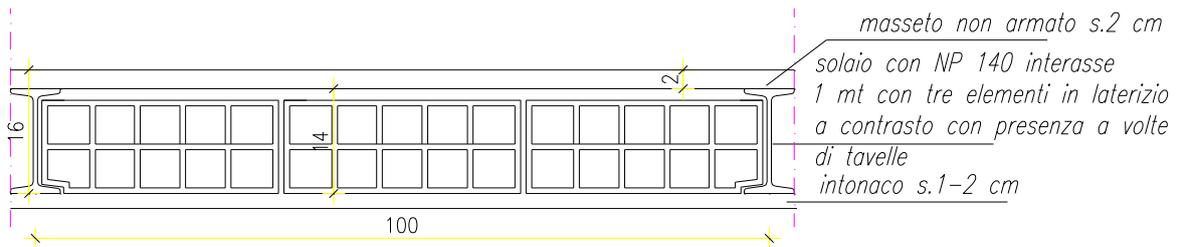


Tipologia solaio denominata S4

- volte a vela in mattoni pieni con presenza di archi di scarico sui quattro lati privi di catene

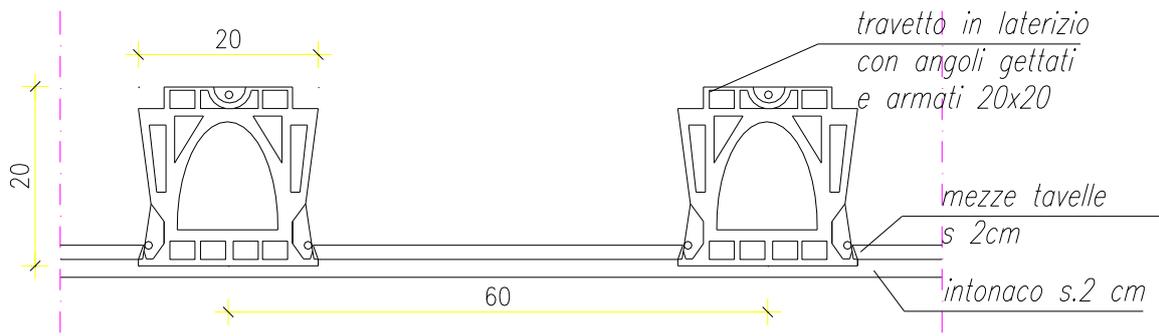
I solai di piano sottotetto praticabili solo parzialmente presentano le seguenti tipologie:

- solai in profilati metallici con passo un metro e con riempimento tra trave e trave con tre elementi di laterizio, con in alcuni casi l'aggiunta di una tavella per compensare i difetti di montaggio in condizione fatiscente soprattutto per quanto riguarda gli elementi di alleggerimento che risultano smossi e privi di contrasto tra loro, con strato di intonaco inferiore e relativo controsoffitto leggero (non originario primo dopoguerra).



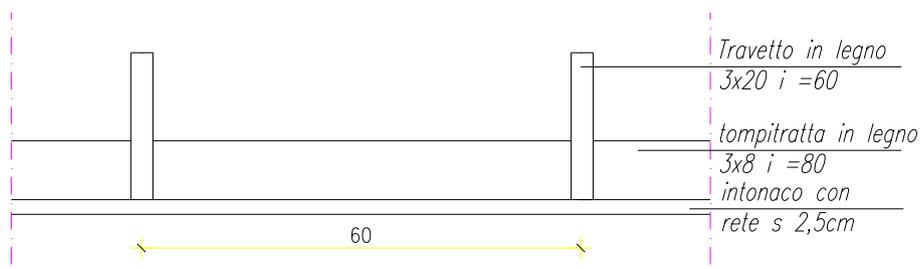
Tipologia solaio denominata S9

- solai composti da travetti in laterizio armati e posizionati bidirezionalmente e mezze tavelle tra travetto e travetto con relativo strato di intonaco inferiore e controsoffitto (non originario primo dopoguerra).



Tipologia solaio denominata S5

- solai costituiti da una struttura composta da tavole di legno bidirezionali inchiodate alle capriate alle quali si aggancia una rete metallica con gettata sopra l'intonaco in spessore consistente (arellato), oltre ad un ulteriore controsoffitto leggero (originario) in precarie condizioni con evidenti spanciamenti.



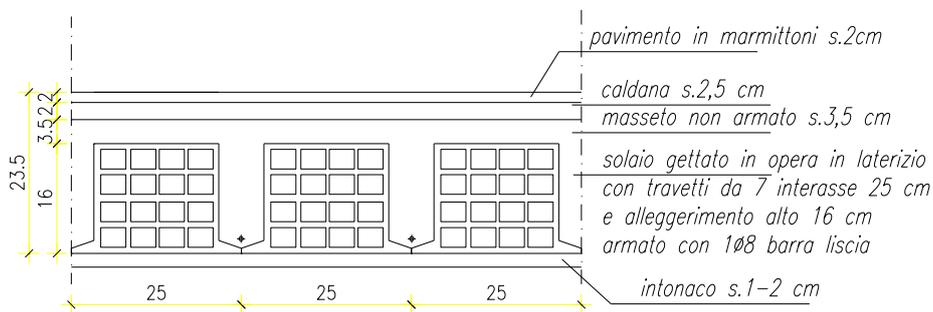
Tipologia solaio denominata S6

I solai di copertura invece presentano un'unica tipologia costituita da orditura secondaria spesso fatiscente e di sezione ridotta costituita da travi in legno a sezione uso fiume, un'orditura principale costituita da travi e rompitratte sempre con sezione uso fiume e infine capriate con poca ferramenta e una chiusura costituita da un tavolato semplice fatiscente e degradato.

Le due braccia sono quattro parti, disposte simmetricamente rispetto al corpo centrale, di dimensioni 10.60x20.70 m atte a realizzare la forma a c perfetta aventi una struttura portante verticale costituita da maschi murari esterni e da telai interni in c.a. a sostegno dei solai del piano primo, telai questi realizzati durante la sopraelevazione, mediante la formazione di pilastri interni di dimensione 28x40 con travi in altezza 40x48 a due campate con appoggio centrale sul pilastro precedentemente citato e appoggi laterali sui muri perimetrali.

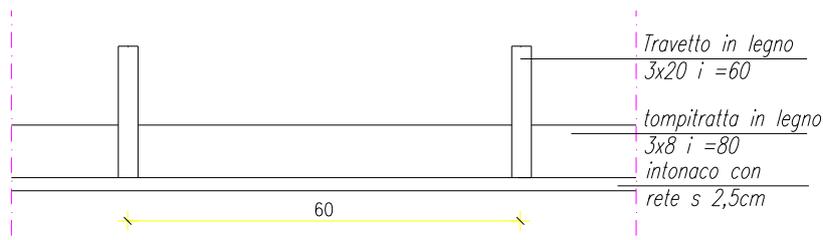
Per quanto riguarda la tessitura delle murature, i cordoli e gli architravi la situazione risulta analoga al corpo centrale.

I solai di piano primo ad uso scolastico sono costituiti da solai in latero-cemento con travetti da 7 cm gettati in opera con interasse 25 cm e alleggerimento in laterizio da 16 cm di altezza, non risulta presente una cappa superiore armata, inoltre sopra un massetto da 3 cm vi è la caldana e il pavimento.



Tipologia solaio denominata S1

Il solaio di sottotetto non praticabile risulta costituito da una struttura composta da tavole di legno bidirezionali inchiodate alle capriate alle quali si aggancia una rete metallica con gettata sopra l'intonaco in spessore consistente, oltre ad un ulteriore controsoffitto leggero tipologia analoga a quella presente su una quota parte del sottotetto del corpo centrale.

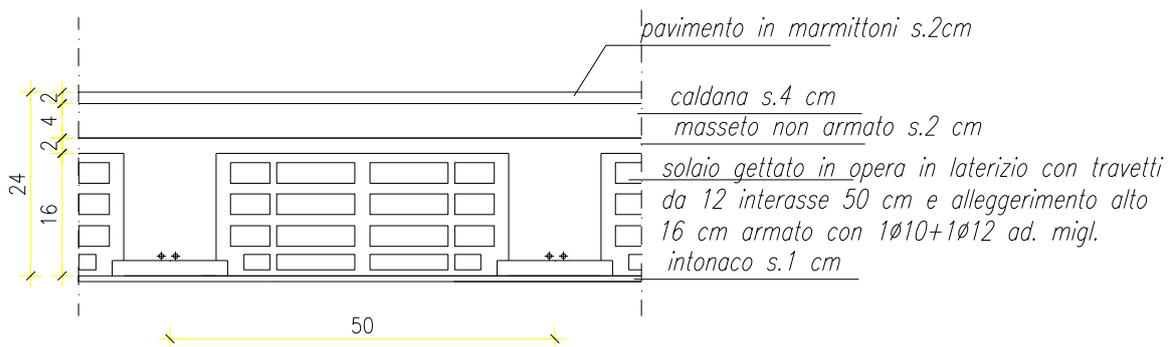


Tipologia solaio denominata S6

I solai di copertura invece presentano un'unica tipologia costituita da orditura secondaria costituita da travi in legno a sezione rettangolare spesso mal collegate alle orditure principali e smosse rispetto ad esse, un'orditura principale costituita da travi e rompitratte con sezione rettangolare e uso fiume a volte mal collegate alle capriate e infine capriate con travi a sezione rettangolare in buone condizioni ma con poca ferramenta, la chiusura infine risulta costituita da tavelloni mal collegati.

Il prolungamento di una delle due ali: che rende la "C" asimmetrica ha dimensioni di 10.60x11.90 m circa e risulta avere una struttura portante verticale in muratura di mattoni pieni. Per quanto riguarda la tessitura delle murature e gli architravi la situazione risulta analoga al corpo centrale e alle ali, mentre per quanto riguarda la cordolatura di piano essa risulta presente e realizzata in cemento armato a tutto spessore della muratura stessa.

Le strutture portanti orizzontali del piano primo ad uso scolastico sono costituite da solai in laterocemento con travetto con fondello da 12 cm ad interasse 50 cm e alleggerimento spesso 16 cm con una semplice cappa da 2 cm non armata, con successiva caldana e pavimento.



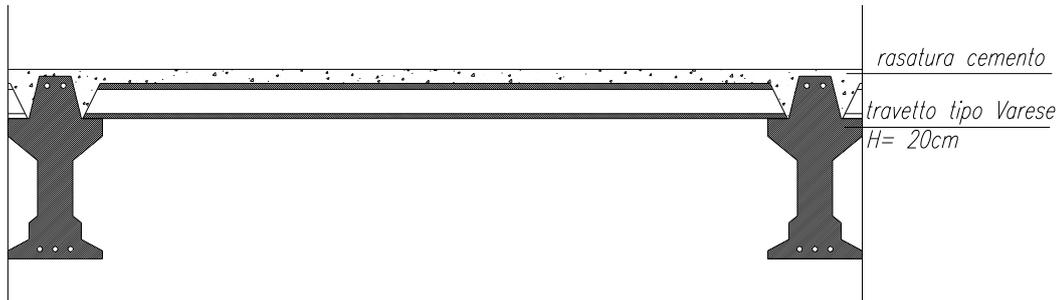
Tipologia solaio denominata S8

le strutture portanti orizzontali del piano sottotetto non praticabili sono costituite da solai travi prefabricate tipo varese con presenza solo nella parte sottostante di un tavellonato ad interasse 100 cm sul quale è stato realizzato l'intonaco.



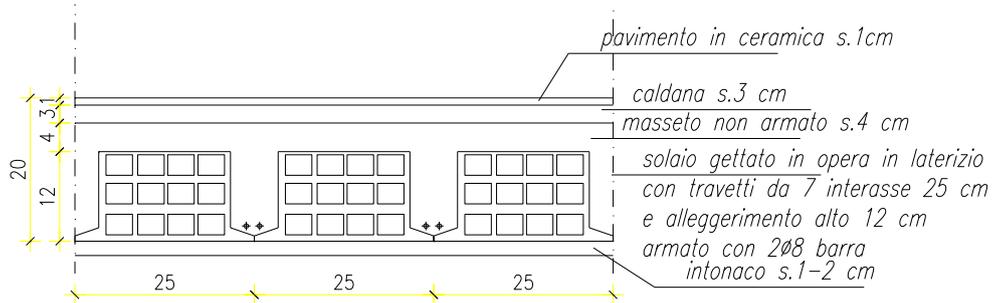
Tipologia solaio denominata S11

I solai di copertura invece risultano costituiti da travi varesi e tavelloni poggianti su due pilastri in muratura e sui muri perimetrali .



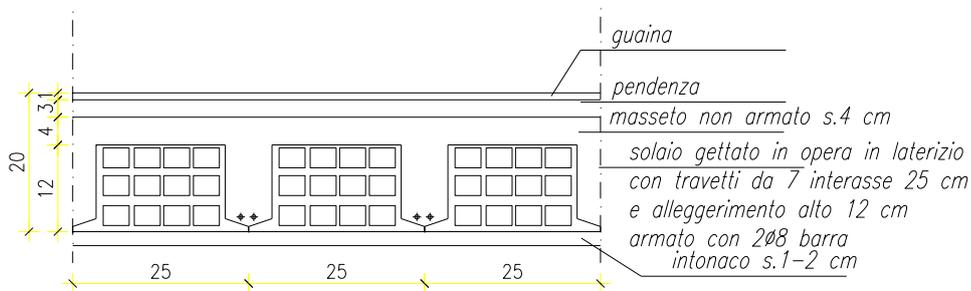
I due blocchi bagni: hanno dimensioni di 7x5 m circa e risultano avere una struttura portante verticale in muratura di mattoni pieni non ammortata alla struttura originaria. Per quanto riguarda la tessitura delle murature gli architravi e i cordoli la situazione risulta analoga al corpo centrale.

L'orizzontamento di piano primo ad uso scolastico risulta costituito da solai in latero-cemento con travetti da 7 cm gettati in opera con interasse 25 cm e alleggerimento in laterizio da 12 cm di altezza, non risulta presente una cappa superiore armata, inoltre sopra un massetto da 4 cm vi è la caldana e il pavimento.



Tipologia solaio denominata S7

L'orizzontamento di copertura piano risulta costituito da solai in latero-cemento con travetti da 7 cm gettati in opera con interasse 25 cm e alleggerimento in laterizio da 12 cm di altezza, non risulta presente una cappa superiore armata, inoltre sopra un massetto da 4 cm vi è lo strato di pendenza e la guaina.

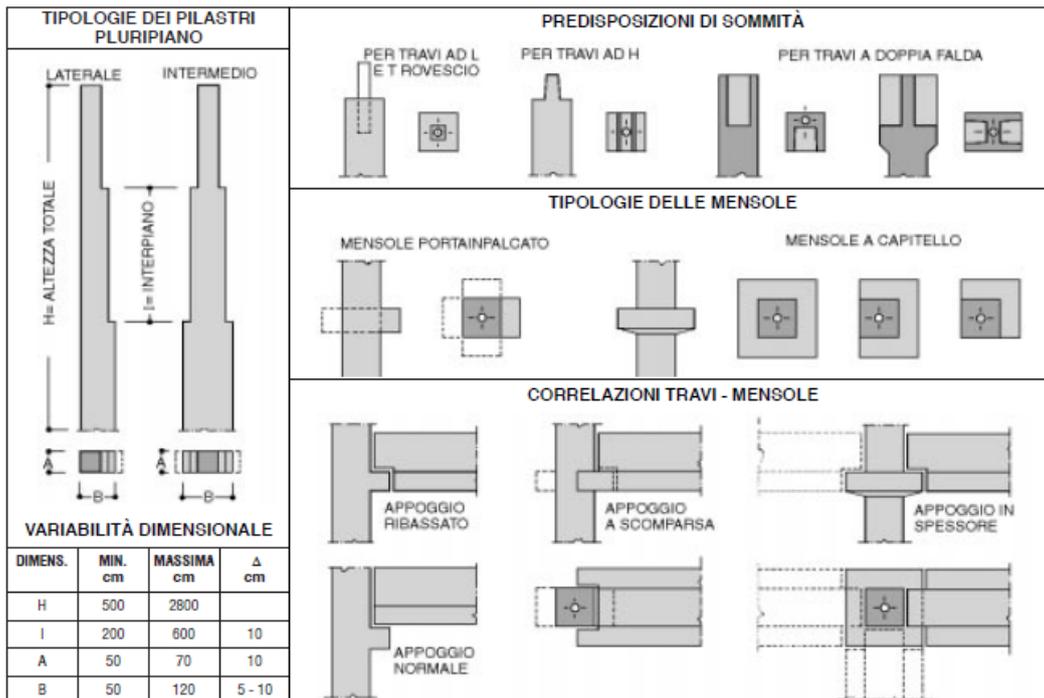


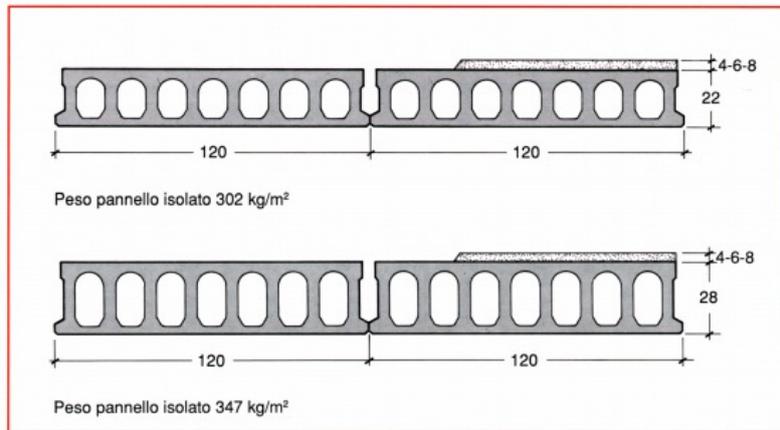
Tipologia solaio denominata S10

**Il blocco denominato B e C** realizzato alla fine degli anni '80, è di forma irregolare e risulta costituita da due blocchi una parte realizzata completamente in cemento armato, mentre una seconda parte realizzata in muratura, in cemento armato e in acciaio, inoltre tali elementi risultano collegati mediante due passerelle sia al blocco A che al blocco D ed E.

**Il blocco denominato D ed E** realizzato alla fine degli anni '90 presenta una forma regolare è costituita da due blocchi giuntati termicamente tra loro e costruiti con due stralci, è costituita da un piano terra, un piano primo e una copertura, ove su di essa risulta presente una piccola parte coperta atta all'alloggiamento della centrale termica.

La struttura risulta parzialmente prefabbricata con pilastri della dimensione tipica 50x50 presenti solo sulle facciate esterne e travi ricalate rettangolari e a L, con sella di appoggio per il posizionamento di solai prefabbricati alveolari, completati in opera da un getto con rete superiore. Schemi tipici di tali elementi sono presenti nella manualistica tecnica dei prefabbricatori dell'epoca come riportato nelle figure seguenti, che prendono in esame gli elementi effettivamente presenti nei blocchi descritti.

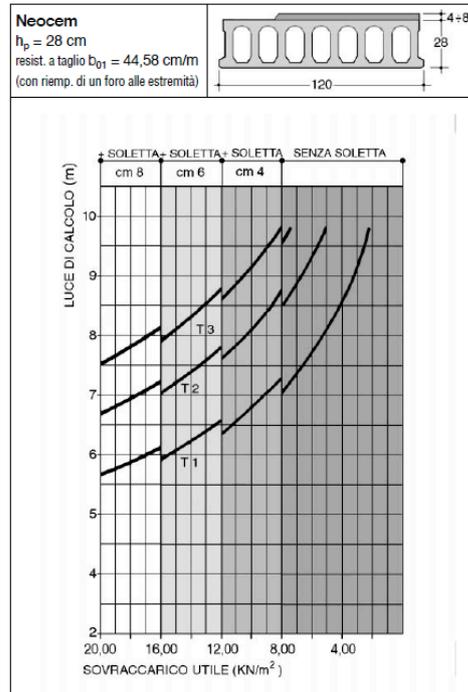




**TRAVI CON SEZIONE AD L**  
SERIE: **LTV - LAV**

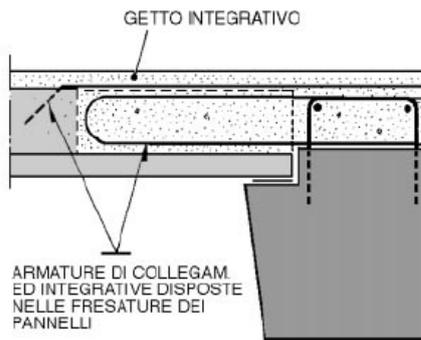
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E PRESTAZIONALI DELLE SEZIONI DI PIU' FREQUENTE UTILIZZO

TIPOLOGIA TRAVI	DIMENSIONI				PESO PROPRIO KN/m	MOM. MAX D'ESERCIZ. KNm	TAGLIO MAX D'ESERCIZ. KN	CORRELAZIONI				
	H cm	a cm	b cm	c cm				SOLAI ALV. H cm	TEGOLI TV H cm			
LTV	50	40	28	60	6,40	480	140	28	-			
	60				7,40	610	170	32	-			
	70				8,40	785	200	40	40			
	80				9,40	1090	230	50	50			
	90				10,40	1230	260	-	60			
	100				11,40	1350	290	-	70			
	110	12,40	1500	320	-	80						
	120	13,40	1640	360	-	90						
	70	50	28	70	10,15	1050	245	-	40			
	80				11,40	1340	290	-	50			
	90				12,65	1540	320	-	60			
	100				13,90	1720	360	-	70			
110	15,15				1900	410	-	80				
120	16,40				2110	460	-	90				
LAV	60	40	38	60	7,90	610	170	22-28	-			
	70				8,90	785	200	28-32	-			
	80				9,90	1090	230	40	-			
	90				10,90	1230	260	50	-			
	60				50	38	70	9,40	770	210	28	-
	70							10,65	1050	245	32	-
	80	11,90	1340	290				40	40			
	90	13,15	1540	320				50	50			
	100	14,40	1720	360				-	60			
	110	15,65	1900	410				-	70			
	120	16,90	2110	460	-	80						

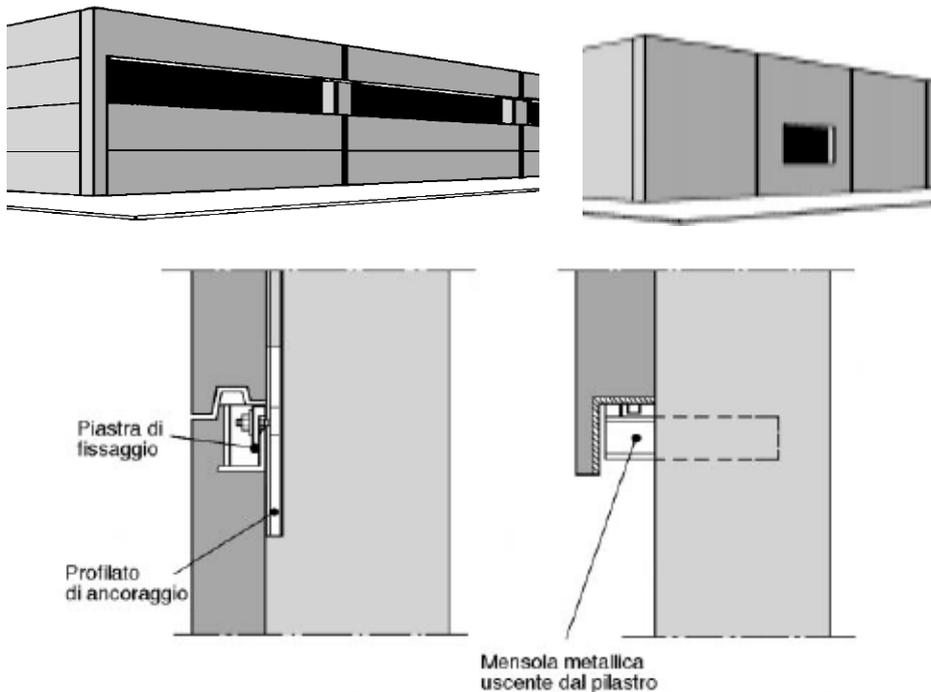


**CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI SOLAI (valori riferiti al metro)**

ALTEZZA			Peso proprio kg/m <sup>2</sup>	Volume * conglomerato j/m <sup>2</sup>	SEZIONE PARZIALIZZATA						SEZIONE TUTTA REAGENTE		
Pannello	Soletta	Totale H cm			Dist. asse neutro dal lembo sup. X cm	Momento d'inerzia J cm <sup>4</sup>	Moduli resistenti			Distanza asse baricentr. Xc cm	Area sezione Ac cm <sup>2</sup>	Momento d'inerzia baricentrico Jc cm <sup>4</sup>	
							Inferiore solaio Wi cm <sup>3</sup>	Superiore solaio Ws cm <sup>3</sup>	Superiore soletta Wss cm <sup>3</sup>				
22	0	22	325	9	10,69	70869	6268	6627	—	10,65	1323	73721	
	4	26	425	49	11,56	119550	8310	15858	10373	11,72	1723	123436	
	6	28	475	69	12,19	148143	9368	23947	12156	12,39	1923	152480	
	8	30	525	89	12,88	179546	10489	36774	13937	13,13	2123	185044	
28	0	28	380	12	13,59	133634	9275	9832	—	13,56	1535	140205	
	4	32	480	52	14,13	209804	11739	20715	14850	14,35	1935	217579	
	6	34	530	72	14,62	251064	12951	29142	17178	14,91	2135	260327	
	8	36	580	92	15,20	295464	14202	41061	19444	15,55	2335	306670	



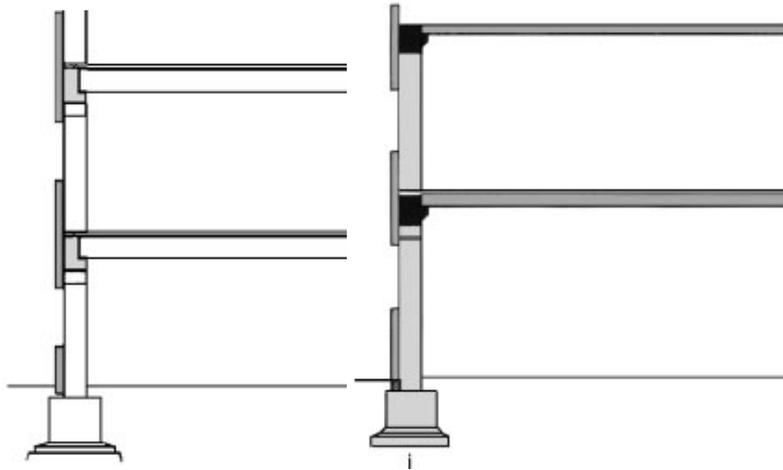
Le uniche parti gettate in opera sono i setti presenti nella parte centrale con vano ascensore e vano scala. Risultano inoltre presenti solai in latero-cemento in corrispondenza della zona scala sostenuti da travi metalliche e in corrispondenza della copertura dei locali accessori posti in copertura. Le tamponature esterne sono prefabbricate collegate ai pilastri mediante staffaggi, e sono di due diverse tipologie, ovvero di tipo orizzontale quasi ovunque e di tipo verticale solo su una piccola parte.



Con spessore dei relativi pannelli pari a 16 cm, di tipo alleggerito, come indicato nell'immagine sottostante.

SEZIONI CARATTERISTICHE DEI PANNELLI DI TAMPONAMENTO					
<b>ALLEGGERITI</b>					
<b>A TAGLIO TERMICO</b>					
Materiali: Calcestruzzo con densità 25 kN/m <sup>3</sup>					
Coibente: Con varia densità					
TIPOLOGIA PANNELLI	SPESSORE PANNELLO b = cm	SPESSORE DEGLI STRATI			PESO PROPRIO KN/m <sup>2</sup>
		PARETE INTERNA (S1) cm	PARETE ESTERNA (S2) cm	COIBENTE (i) cm	
ALLEGGERITI	16 cm	4,5	6,5	5	3,00
	20 cm	4,5	6,5	9	3,50
A TAGLIO TERMICO	22 cm	12	5	5	4,25
	26 cm	15	6	5	5,25
	28 cm	15	6	7	5,25

Il tutto a creare uno schema di tipo iostatico con la sezione principale come indicata in figura.

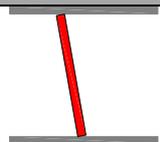
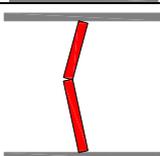


### Interventi in progetto parte storica

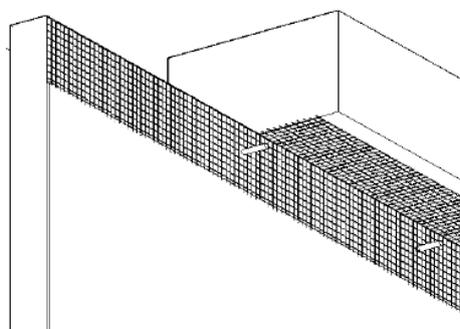
**In riferimento al quadro fessurativo denominata 1.1 e alla vulnerabilità 2.1 descritte nel paragrafo N della presente** (Presenza di lesioni su pareti esterne al piano terra sintomo di cedimenti differenziali di fondazione, poste in corrispondenza dei sotto-bancali delle finestrate delle parti con struttura mista) evidenziato anche nella relazione 6.2 (relazione di calcolo pressioni al suolo stato di fatto) non viene contemplato alcun tipo di intervento non essendo una problematica causata dal sisma.

### **INTERVENTO TIPO 2**

**In riferimento al quadro fessurativo denominato 1.2 e alla vulnerabilità 2.2 descritte nel paragrafo N della presente** (presenza di lesioni sulle tramezzature tipiche da fenomeno sismico localizzate soprattutto al piano primo) visto inoltre la relazione di calcolo 2.2 paragrafo 1 e 2 il cui sunto sotto riportato dimostra che tali elementi non risultano verificati allo stato di fatto nel caso di azione sismica pari al 60% di quella massima nella zona:

	<b>Cinematismo</b>	<b>Verifica (F.S.)</b>
<b>1. Verifica tamponature in laterizio piano primo</b>		<b>0,13 NV</b>
<b>2. Verifica tamponature in laterizio piano terra</b>		<b>0,52 NV</b>

si è deciso di demolire tutte le tramezzature del piano primo definite come irrecuperabili e sostituirle con pareti in cartongesso di notevole leggerezza e maggiormente sicure vista la relazione di calcolo 2.5 paragrafo 1, mentre per quanto riguarda le tramezzature a piano terra si è deciso di consolidarle mediante incollaggi di rete di materiale composito costituito da fibre di carbonio immerse in matrice epossidica (CFRP) al fine di evitare la formazione del meccanismo di collasso studiato (vedi relazione di calcolo 2.5 par. 2), il tutto eseguito con il successivo ripristino delle finiture presenti.



### **INTERVENTO TIPO 3-4**

**In riferimento al quadro fessurativo denominato 1.3- 1.4 e alla vulnerabilità 2.3 – 2.4 descritte nel paragrafo N della presente** (Presenza di caduta di calcinacci e fenomeni di spanciamento dagli impalcati di sottotetto causati dal fenomeno sismico e presenza di sfilamenti e parziali crolli di controsoffitti posizionati al piano primo oltre alla completa assenza di un diaframma orizzontale), si prevede la totale demolizione dei solai di impalcato presenti al piano sottotetto fatiscenti, spanciati e lesionati, viste le condizioni statiche e la loro totale assenza di benefici per la struttura stessa in caso di sisma oltre ai controsoffitti presenti e la loro sostituzione con un impalcato leggero di tipo rigido, collegato alle murature e composto da:

- Travi in legno lamellare a semplice orditura con connettori connessi alla trave;
- Tavolato ligneo semplice con spessore pari a 2,5 cm inchiodato alle travi;
- Getto superiore con spessore s.4 cm in calcestruzzo leggero tipo leca 1400 con presenza di rete e ammorsature alle murature (vedi relazione di calcolo 2.5 paragrafo 12);
- Elementi metallici collegati alle travi in legno lamellare con piastra in testa annegata su tasca nella parete muraria atta ad evitare lo sfilamento degli elementi trave;
- Ove possibile ovvero sulle pareti in muratura interne che terminano all'altezza dell'impalcato di sottotetto stesso, formazione di cordolatura armata in cemento armato

Intervento atto ad eliminare la vulnerabilità sopra citata creando inoltre un diaframma orizzontale rigido alla quota di imposta della copertura, ma leggero senza incrementare i carichi in fondazione, in modo da aumentare l'accelerazioni di attivazione di alcune tipologie di meccanismi locali (vedi relazione di calcolo 2.5 paragrafo 3-4-5-7-8-9-10) oltre che a migliorare il comportamento globale della struttura stessa (vedi relazione 2.6)

### **INTERVENTO 5**

**In riferimento al quadro fessurativo denominato 1.5 e alla vulnerabilità 2.5 descritte nel paragrafo N della presente** ( Presenza di lesioni su pareti portanti a prosecuzione di lesione su impalcati posizionate al piano primo); si prevede la loro riparazione usando tre tipologie di tecniche in base all'entità della zona lesionata:

1. lesione di piccola entità presente sul paramento murario ripristinata mediante eliminazione dell'intonaco per una fascia di larghezza approssimativamente pari a circa 30-40 cm, colti di miscela legante costituita da calce, sabbia fine o polvere di marmo o con altri prodotti leganti compatibili, previa pulitura dalle parti smosse e lavaggio interno con acqua della lesione, e l'eventuale inserimento di una rete a maglia sottile tipo porta-intonaco, oltre al rifacimento successivo delle finiture stesse;

2. lesioni di entità consistenti sul paramento murario ma di sviluppo limitato ripristinate mediante riparazione a scuci e cucì, mediante ampliamento, attraverso la demolizione dei lembi di stacco, la pulizia ed il lavaggio delle parti messe a nudo, la ricostituzione della continuità muraria previa la formazione dei necessari ammorsamenti con materiale idoneo ed omogeneo al preesistente, posto in opera a forza negli ammorsamenti e sulla superficie superiore di contatto e legato con malta idonea; oltre al successivo ripristino delle finiture stesse;
3. lesioni di entità consistenti sul paramento murario e di grande sviluppo esecuzione di cucitura armata mediante la fornitura e posa in opera in fori praticati con trapano a rotazione/rotopercolazione (diametro max di 36 mm) di barre ad aderenza migliorata di diametro minimo 12-16 mm, compreso il lavaggio dei fori, l'iniezione con boiaccia fluida per sigillatura eseguita a pressione a dosatura variabile secondo le indicazioni della Direzione Lavori, il tamponamento delle fessure della muratura con cemento in polvere, la ripulitura delle pareti.

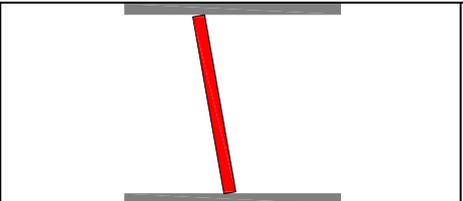
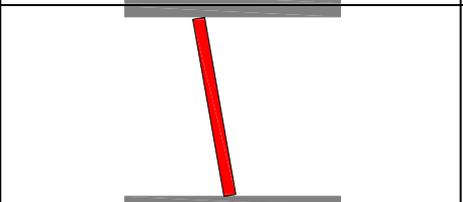
## **INTERVENTO 6**

**In riferimento al quadro fessurativo denominato 1.6 e alla vulnerabilità 2.6 descritte nel paragrafo N della presente** ( Presenza di copertura in forte stato di degrado con elementi non ben connessi tra loro e parzialmente smossi durante il terremoto con appoggi ormai ridotti al minimo oltre ad un tavolato semplice o un tavellonato, mal collegato e degradato; si prevede per quanto riguarda la struttura di copertura esclusa la sola parte denominato ampliamento degli anni '60 con struttura in latero cemento i seguenti interventi ritenuti fondamentali al fine di ridurre le vulnerabilità presenti:

- Rimozione dell'attuale manto di copertura presente pulizia e verifica degli elementi per il successivo riutilizzo;
- Rimozione dell'attuale tavolato (corpo centrale) o tavellonato (ali) a seconda della zona interessata;
- Sostituzione delle orditure secondarie ritenute non idonee in base al livello di degrado, all'eventuale inflessione troppo accentuata o nel caso di elementi di lunghezza non idonea con elementi similari in dimensioni e caratteristiche;
- Implementazione dei collegamenti presenti tra trave secondaria e trave principale, tra trave principale e capriate e in alcuni nodi delle capriate mediante l'utilizzo di viti da legno e mediante il posizionamento di staffaggi.
- Posizionamento di idoneo doppio tavolato incrociato nuovo accuratamente inchiodato alle strutture esistenti;
- Riposizionamento della copertura esistente, con eventuale sostituzione degli elementi deteriorati.

## INTERVENTO 7

In riferimento al quadro fessurativo denominato 1.7 e alla vulnerabilità 2.7 descritte nel paragrafo N della presente (Elementi tipo pilastri in muratura a parziale sostegno del coperto notevolmente snelli e con fuori piombo e notevole stato di degrado) visto inoltre la relazione di calcolo 2.2 paragrafo 7 e 8 il cui sunto sotto riportato dimostra che tali elementi non risultano verificati allo stato di fatto nel caso di azione sismica pari al 60% di quella massima nella zona:

<b>7. Verifica pareti colmo di sottotetto reggi copertura ali e corpo centrale</b>		<b>0,79 NV</b>
<b>8. Verifica pareti portanti di sottotetto reggi copertura ali e corpo centrale</b>		<b>0,98 NV</b>

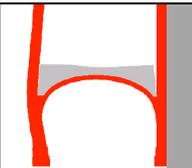
si prevede il consolidamento localizzato dei pilastri ammalorati mediante la ristilatura dei giunti stessi e il posizionamento di angolari metallici staffati da piatti metallici, intervento atto al confinamento dei pilastri stessi, rendendoli maggiormente rigidi e resistenti ad azioni orizzontali (vedi relazione di calcolo 2.5 paragrafo 7-8)

## INTERVENTO TIPO 8

In riferimento al quadro fessurativo denominato 1.8 e alla vulnerabilità 2.8 descritte nel paragrafo N della presente (Gravi danneggiamenti dello sporto di gronda causa lesioni su pareti e parziali crolli, delle tavole che lo compongono) si prevede la totale battitura e verifica dello sporto esistente, e il rifacimento di tutte le parti maggiormente deteriorati, mediante materiali analoghi a quelli esistenti.

## INTERVENTO TIPO 9

In riferimento al quadro fessurativo denominato 1.9 e alla vulnerabilità 2.9 descritte nel paragrafo N della presente (Lesioni presenti su volta dell'ingresso porticato) visto inoltre la relazione di calcolo 2.1 paragrafo 6 il cui sunto sotto riportato dimostra che i pilastri del porticato presentano una resistenza a taglio al limite di quella considerata nelle verifiche (tali elementi esaminati allo stato di fatto nel caso di condizione statica):

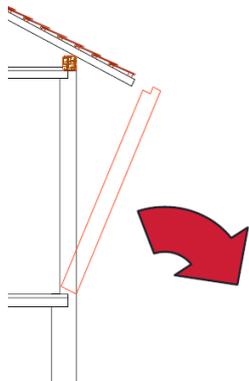
		<b>Compressione (F.S.)</b>	<b>Verifica a Taglio (F.S.)</b>
<b>6. Pilastri portico</b>		<b>1,83 (V.)</b>	<b>0,91 (N.V)</b>

si prevede in riferimento alle lesioni la parziale messa in sicurezza mediante rinzeppatura delle parti smosse con cunei metallici e la ripresa completa delle lesioni stesse, rimettendo in forza la volta stessa, inoltre si

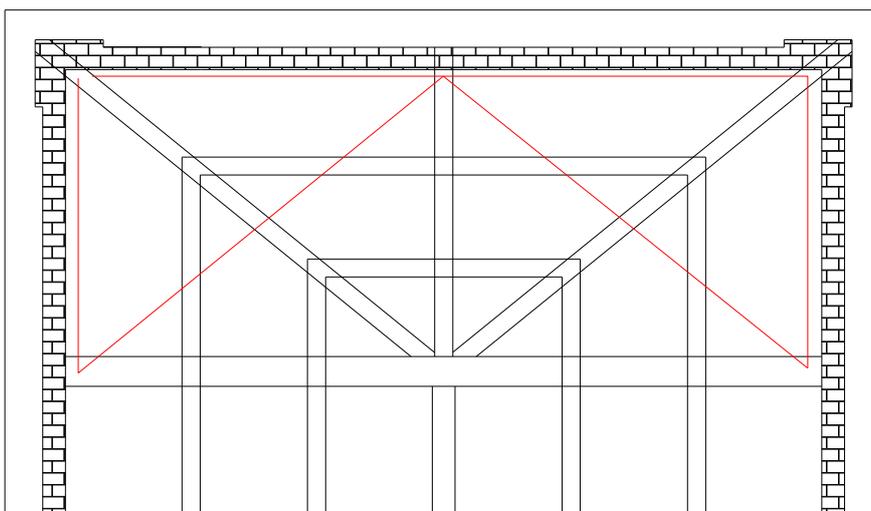
prevede l'inserimento di catene metalliche in corrispondenza del portico stesso, in modo da eliminare le spinte presenti nelle strutture inserite in prefori annegati con resina e di lunghezza stabilita (vedi relazione di calcolo 2.4 paragrafo 6).

**INTERVENTO TIPO 10**

**In riferimento al quadro fessurativo denominato 1.10 e alla vulnerabilità 2.10 descritte nel paragrafo N della presente** (Lesioni in corrispondenza della parte centrale del lato corto delle ali nei maschi murari per copertura parzialmente spingente) visto inoltre la relazione di calcolo 2.2 paragrafo 9 il cui sunto sotto riportato dimostra che tali elementi non risultano verificati allo stato di fatto nel caso di azione sismica pari al 60% di quella massima nella zona:

<p><b>9. Verifica meccanismo di ribaltamento orizzontale di parete libera in sommità soggetta al carico della copertura (ali)</b></p>		<p><b>0,25 NV</b></p>
---	---	---------------------------

si prevede l'inserimento di un controvento metallico in copertura in modo da eliminare la spinta delle travi principali presenti sul lato corto. Schematicamente nella figura sottostante risulta rappresentato lo schema di controvento atto ad eliminare le spinte dei cantonali.



### INTERVENTO TIPO 11

**In riferimento al quadro fessurativo denominato 1.11 e alla vulnerabilità 2.11 descritte nel paragrafo N della presente** (Lesioni presenti su solai corpo centrale tipo a putrelle metalliche e laterizi con evidenti avvallamenti sintomi di una mancanza di contrasto tra gli elementi in laterizio che ne compongono la chiusura tra trave e trave) visto inoltre la relazione di calcolo 2.1 paragrafo 5, il cui sunto sotto riportato dimostra che tali elementi risultano o non verificati o verificati in condizione limite allo stato di fatto nel caso di azione di tipo statico:

	<b>Flessione compressione (F.S.)</b>	<b>Verifica a Taglio (F.S.)</b>	<b>Verifica a def. (F.S.)</b>
<b>5. Solaio S2</b>	<b>1,38 (V.)</b>	<b>Non effettuata</b>	<b>1,41 (V.)</b>
<b>5. Solaio S2 bis</b>	<b>0,94 (N.V.)</b>	<b>Non effettuata</b>	<b>0,88 (N.V.)</b>

si prevede la demolizione dei solai lesionati mantenendo le attuali orditure portanti in acciaio e la loro sostituzione con solai composti da lamiera grecata e getto di cappa in calcestruzzo alleggerito, connessa alle travi mediante connettori (vedi relazione di calcolo 2.4 paragrafo 5), il tutto nell'ottica di creare anche un miglioramento globale alla struttura stessa mediante la realizzazione di un impalcato di tipo rigido rispetto a quello esistente (vedi relazione di calcolo 2.6). Tale tipo di intervento eliminerà quindi le vulnerabilità evidenziate oltre a non aumentare in nessun modo i sovraccarichi presenti allo stato attuale, anzi tenderà a diminuirli leggermente.

### INTERVETO TIPO 12

**In riferimento al quadro fessurativo denominato 1.12 e alla vulnerabilità 2.12 descritte nel paragrafo N della presente** (Lesioni presenti su architravi di aperture dovute a difetti localizzati) si prevede il parziale consolidamento con l'inserimento su entrambi i lati di rete in fibra di vetro atta a mettere in sicurezza l'architrave stesso (vedi relazione di calcolo 2.4 paragrafo 9)

### INTERVENTO TIPO 13

**In riferimento al quadro fessurativo denominato 1.13 e alla vulnerabilità 2.13 descritte nel paragrafo N della presente** (Presenza di canne fumarie in laterizio parzialmente crollate causa l'azione sismica) si prevede la totale demolizione delle canne fumarie inutilizzate e la parziale chiusura dei varchi stessi presenti nei piani mediante interventi tipo cucì scuci della muratura stessa.

### INTERVENTO TIPO 14

**In riferimento al quadro fessurativo 1.14 e alla vulnerabilità 2.14 descritta nel paragrafo N della presente** (La scala principale per la sua conformazione presenta sicuramente vulnerabilità evidenti in caso di sisma, con la possibile formazione di cerniere che innescherebbero parziali meccanismi di crollo) visto inoltre la relazione di calcolo 2.1 paragrafo 7 dove si evince che la scala in condizioni statiche risulta in condizioni quasi limite rispetto ai sovraccarichi imposti e che in condizione sismica come evidenziato nella relazione di calcolo 2.2 paragrafo 11, si prevede il parziale consolidamento intradossale mediante

l'inserimento di strisce di FRP lungo entrambe le direzioni collegate alle murature, in grado eliminare la possibile formazione di cerniere che innescherebbero il parziale crollo dell'elemento stesso vedi relazione di calcolo 2.5 paragrafo 11, oltre a migliorare gli appoggi sui profilati metallici garantendone il funzionamento ottimale mediante implementazione dell'appoggio stesso, e alla totale eliminazione di qualsiasi fessura presente mediante rinzeppatura e successiva risarcitura della lesione con idonei materiali.

#### INTERVENTO TIPO 15

**In riferimento al quadro fessurativo denominato 1.15 e alla vulnerabilità 2.15 descritta nel paragrafo N della presente** (I solai relativi alle ali, presentano una classica conformazione che non può schematizzare l'impalcato stesso come rigido), visto inoltre i saggi eseguiti relativamente alle caratteristiche dei materiali utilizzati che risultano scadenti, visto inoltre la relazione di calcolo 2.1 paragrafo 2 e 4 che mostra come tali tipi di solai non risultino verificati a flessione in condizione di tipo statico:

	<b>Flessione compressione (F.S.)</b>	<b>Verifica a Taglio (F.S.)</b>	<b>Verifica a def. (F.S.)</b>
<b>2. Solaio S1</b>	<b>0,68 (N.V.)</b>	<b>1,56 (V.)</b>	<b>Non effettuata</b>
<b>4. Solaio S8</b>	<b>0,82 (N.V.)</b>	<b>1,08 (V.)</b>	<b>Non effettuata</b>

al fine di verificarli in condizione statica (vedi relazione 2.4 paragrafo 4 e 2) e al fine di migliorare il comportamento globale dell'edificio (vedi relazione di calcolo 2.6) si ritiene opportuna la demolizione della parte superficiale dei solai (pavimento, caldana e massetto) e la sua sostituzione con una nuova pavimentazione ma con la presenza inferiormente di una cappa in calcestruzzo alleggerito, armata e connessa ai travetti esistenti, in modo da stabilire un comportamento maggiormente rigido dell'impalcato stesso.

Tale intervento non comporterà alcun tipo di aggravio dei carichi in fondazione vista la totale similitudine tra i carichi eliminati e quelli aggiunti.

#### INTERVENTO TIPO 16

**In riferimento al quadro fessurativo 1.16 e alla vulnerabilità 2.16 descritta nel paragrafo N della presente** (Le parti in cemento armato delle ali presentano armature esigue e caratteristiche scadenti) visto inoltre i saggi effettuati sia sulle parti in elevazione che su quelle in fondazione che mostrano la precarietà dei manufatti, visto inoltre la relazione di calcolo 2.1 paragrafo 1 che mostra come le travi non risultino verificate in condizione statica a flessione e a taglio e come i pilastri risultino in condizione limite in condizione statica e non verificati in condizione sismica:

	<b>Flessione compressione (F.S.)</b>	<b>Verifica a Taglio (F.S.)</b>	<b>Verifica a def. (F.S.)</b>
<b>1. Travi c.a.</b>	<b>0,93 (N.V.)</b>	<b>0,93 (N.V.)</b>	<b>Non effettuata</b>
<b>1. Pilastri c.a.</b>	<b>1,40-1,05-0,37 (N.V.)</b>	<b>Non effettuata</b>	<b>Non effettuata</b>

Visto inoltre le pressioni al suolo rilevate nel modello allo stato di fatto relazione di calcolo 6.2 dove si evincono pressioni molto elevate rispetto alle altre parti in corrispondenza dei pilastri in cemento armato, verranno eseguiti dei consolidamenti localizzati (vedi relazione di calcolo 2.4 paragrafo 1 e relazione di calcolo 6.2 per il calcolo delle pressioni al suolo stato di progetto) di tali elementi mediante:

- rinforzi a taglio e a flessione delle travi grazie all'inserimento di armature aggiuntive estradossali e grazie alla conformazione sezionale leggermente maggiorata visto l'intervento di consolidamento del solaio stesso di tali zone
- l'incamiciatura con calcestruzzo dei pilastri stessi per l'intera altezza.
- Il parziale consolidamento dei plinti di fondazione mediante inserimento di cordolatura laterale atta ad allargare leggermente la superficie di contatto dell'elemento stesso e a garantire con la presenza delle armature di una certa resistenza anche in caso di sollecitazioni sismiche che possono portare a parzializzazioni della sezioni con parti reagenti a trazione.

### **INTERVENTO TIPO 17**

**In riferimento al quadro fessurativo 1.17 e alla vulnerabilità 2.17 descritta nel paragrafo N della presente** (presenza di murature portanti ad una testa nel blocco centrale e nel blocco ampliamento, di notevole altezza e quindi snelle, presenza in corrispondenza delle ali di varchi semplicemente tamponati, e presenza di indebolimenti localizzati, inoltre le pareti dei blocchi bagni non risultano ammorsate al resto delle strutture) si prevede la realizzazione di consolidamenti localizzati mediante:

- Intervento tipo betoncino armato sulle pareti snelle con armatura su entrambi i fronti collegate;
- Interventi di placcatura leggera sulle pareti e sulle fasce di piano tipo betoncino armato eseguito su entrambi i lati con l'utilizzo di rete in fibra di carbonio;
- Consolidamento di varchi con dimensioni notevoli mediante l'inserimento di profilati a L collegati con effetto cerchiante in modo da ridurre le deformazioni e aumentare le rigidezze di alcune mazzette snelle e di piccole dimensioni.
- Demolizione delle tamponature realizzate con materiale non idoneo e chiusura dei varchi mediante muratura analoga a quella presente;
- Esecuzione di ammorsature mediante cuciture armate

### **INTERVENTO TIPO 18**

**In riferimento al quadro fessurativo 1.18 e alla vulnerabilità 2.18 descritta nel paragrafo N della presente** (presenza di pareti ad alta percentuale di foratura di spessore totale 15 cm, che sostengono il solaio di sottotetto pesante del corpo centrale) si prevede il mantenimento delle medesime pressioni al suolo, demolendo queste pareti e realizzando pareti in bimattoni quindi idonee a sostenere carichi, incremento di peso comunque compensato dall'alleggerimento del solaio di sottotetto, in questo modo non vengono modificati gli schema dei carichi, come si può notare dalla relazione di calcolo 6.2 (pressioni al suolo allo stato di fatto pressione al suolo stato di progetto) oltre che migliorare il comportamento globale della struttura sostituendo una muratura con effetto controventante e portante in mattoni forati con una muratura in muratura portante di tipo semipiena.

### **Interventi in progetto parte prefabbricata**

#### **INTERVENTO TIPO A**

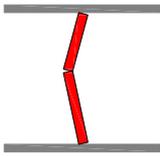
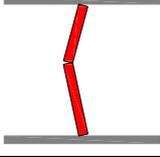
**In riferimento al quadro fessurativo denominato 1.a e alla vulnerabilità 2.a descritte nel paragrafo N della presente** (Presenza di lesioni e distacchi su parti in cartongesso in corrispondenza di giunto termico in particolare al piano primo); si prevede il ripristino delle parti lesionate e l'inserimento di idoneo elemento (tipo bandinella ) fissata solo da una delle parti, in modo da non rendere piu' evidenti eventuali lesioni nelle finiture sconnesse causate dalla dilatazione termica e dai fenomeni sismici.

#### **INTERVENTO TIPO B**

**In riferimento al quadro fessurativo denominato 1.b e alla vulnerabilità 2.b descritte nel paragrafo N della presente** (Presenza di sfilamenti e parziali crolli di controsoffitti posizionati al piano primo; si prevede la riverifica di tutti i controsoffitti esistenti mediante apertura e eventualmente ove carenti implementazione dei collegamenti al fine di evitare eventuali crolli parziali o sfilamenti.

#### **INTERVENTO TIPO C**

**In riferimento al quadro fessurativo denominato 1.c e alla vulnerabilità 2.c descritte nel paragrafo N della presente** (Presenza di lesioni sulle tramezzature tipiche da fenomeno sismico localizzate soprattutto al piano primo); visto inoltre la relazione di calcolo 2.7.3 paragrafo si prevede l'inserimento mediante incollaggi di rete di materiale composito costituito da fibre di carbonio immerse in matrice epossidica (CFRP) al fine di evitare la formazione del meccanismo di collasso.

	<b>Cinematismo</b>	<b>Verifica (F.S.)</b>
<b>1. Verifica tamponature in laterizio piano terra SDF</b>		<b>0,69 NV</b>
<b>2. Verifica tamponature in laterizio piano primo SDF</b>		<b>0,46 NV</b>

#### **INTERVENTO TIPO D-E**

**In riferimento al quadro fessurativo denominato 1.d-1-e e alla vulnerabilità 2.d – 2.e descritte nel paragrafo N della presente** (Presenza di lesioni pareti e deterioramenti delle parti presenti in copertura e presenza di distacchi di battiscopa e intonaci) si prevedono le riprese in corrispondenza delle zone lesionate e con presenza di distacchi;

#### **INTERVENTO TIPO F-G**

**In riferimento al quadro fessurativo denominato 1.f – 1g e alla vulnerabilità 2.f – 2g descritte nel paragrafo N della presente** (Presenza di lievi danneggiamenti di nodi pilastro trave causati dall'isostaticità della struttura stessa e presenza di pannellature esterne non perfettamente allineate, si posizioneranno idonee piastre metalliche atte a collegare le travi ai pilastri, oltre che collegare i pannelli prefabbricati ai pilastri (vedi relazione di calcolo 2.7.3).

## **C. NORMATIVA TECNICA UTILIZZATA**

Tra le norme vanno ricordate:

- la legge n.163/2006 e successive modificazioni ed integrazioni;
- il D.P.R. 207/2010 Regolamento attuativo dei Lavori Pubblici;
- il D. Leg.vo 23/01/2004 n. 30 - Modificazioni alla disciplina degli appalti di lavori pubblici concernenti i beni culturali;
- il D. Leg.vo 22/1/2004, n. 42 – Codice dei Beni Culturali

Inoltre si ricorda:

CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

Legge Regionale 30 ottobre 2008, n. 19 Norme per la riduzione del rischio sismico

Delibera della Giunta Regionale del 2 novembre 2009 n. 1661.

Delibera della Giunta Regionale del 26 luglio 2010 n. 1071.

Delibera della Giunta Regionale del 1 febbraio 2010 n. 121.

Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni Luglio 2006

DPCM 9 febbraio 2011 Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008

D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 14 Gennaio 2008 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".

Ordinanza n°42 del 20 settembre 2012 “Ripristino con miglioramento sismico degli immobili adibiti ad uso scolastico ed a servizi per la prima infanzia di proprietà pubblica o privata, con esito di agibilità E

Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici redatto da Gruppo di Lavoro Agibilità Sismica dei Capannoni Industriali

## D. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DELL'AZIONE SISMICA

L'immobile presenta la seguente localizzazione geografica:

Localizzazione della struttura	
Località	CREVALCORE (BO)
Regione	EMILIA-ROMAGNA
Longitudine	11.1486
Latitudine	44.7200

**ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA**

p.e. 10% in 50 anni

0 100 200 km

Vertici della maglia elementare			
Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza [km]
15839	11.099	44.711	4.032
15840	11.170	44.712	1.904
15618	11.168	44.762	4.899
15617	11.097	44.761	6.095

Coordinate geografiche

Località: CREVALCORE (BO)

Longitudine: 11.1486 Latitudine: 44.7200

Parametri per le forme spettrali					
	P <sub>ver</sub>	T <sub>r</sub>	a <sub>g</sub> [g]	F <sub>o</sub>	T*c
SLO	81	45	0.054	2.490	0.270
SLD	63	75	0.069	2.470	0.280
SLV	10	712	0.185	2.560	0.280
SLC	5	1462	0.244	2.490	0.280

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Vita V<sub>n</sub> [anni] Coeff. uso C<sub>u</sub> Periodo V<sub>r</sub> [anni]

50 1.5 75

### Parametri della struttura

Classe d'uso	Vita V <sub>n</sub> [anni]	Coeff. Uso	Periodo V <sub>r</sub> [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
III	50.0	1.5	75.0	C	T1

## **D. DESCRIZIONE DEI MATERIALI DI PROGETTO**

### **FIBRE DI CARBONIO**

Rete di FRP bidirezionale in fibra di carbonio  
Modulo elastico : 240.000 MPa  
Spessore nominale : 0.047 mm.  
Larghezza: 30 cm.  
Lunghezza di ancoraggio delle fibre 30 CM.

Connettore in fibra di carbonio unidirezionale  
Diametro: 10 mm.  
Numero filamenti: 696.000  
Peso (g/m<sup>2</sup>): 4.600  
Modulo elastico: 230 Gpa

Fasce FRP unidirezionali in fibra di carbonio  
Modulo elastico : 240.000 MPa  
Spessore nominale : 0.17 mm.  
Larghezza: 30 cm.  
Lunghezza di ancoraggio delle fibre 35 CM.

### **FIBRE DI VETRO**

Tessuto unidirezionale in fibra di vetro  
Modulo elastico : 80.000 MPa  
Spessore nominale : 0.34 mm.  
Larghezza: 30 cm.  
Lunghezza di ancoraggio delle fibre 30 CM.

### **GETTI**

Getto cls alleggerito  
densità 1400 daN/mc  
Classe di resistenza LC 20-22  
R<sub>cm</sub> = 25 N/mm<sup>2</sup>  
R<sub>ck</sub> calcolo = 20 N/mm<sup>2</sup>  
E = 15.000 N/mm<sup>2</sup>

Getto cls alleggerito  
densità 1800 daN/mc  
Classe di resistenza LC 40-44  
R<sub>cm</sub> = 45 N/mm<sup>2</sup>  
R<sub>ck</sub> calcolo = 45 N/mm<sup>2</sup>  
E = 25.000 N/mm<sup>2</sup>

Getto cls  
Classe di resistenza (N/mm<sup>2</sup>): C25/30  
Classe di esposizione ambientale: XC2  
Dimensione massima degli aggregati d=25mm  
Classe di consistenza S4 / S5

### **ACCIAIO PER ARMATURE**

Acciaio tipo B450C impiegabile anche come Feb44K

Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} \geq f_{ynom} = 450 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} \geq f_{tnom} = 540 \text{ N/mm}^2$

### **ACCIAIO PER CARPENTERIA**

Acciaio FE 430 - S 275

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

$f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$

$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$

### **BULLONI TASSELLI CONETTORI E LAMIERE**

Barre filettate classe 8.8

$f_{yk} = 640 \text{ N/mm}^2$

$f_{uk} = 800 \text{ N/mm}^2$

Connettore per legno tipo

Tecnaria CTL 12 /40 Base

Connettore per cls a ramponi

tipo Tecnaria

Connettore per acciaio

tipo Tecnaria CTF 12/90

Lamiera grecata collaborante

tipo HI BOND A55 P600 G5

### **LEGNO**

Tavolato inchiodato in legno di conifera

Travi in legno lamellare BS 14 - GL28H

Resistenza a flessione caratteristica  $f_{m,k} = 28.0 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a trazione caratteristica  $f_{t,0,k} = 19.5 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a taglio caratteristica  $f_{v,k} = 3.20 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità medio  $E_{0,m} = 12600 \text{ N/mm}^2$

Peso specifico medio  $r_m = 4.6 \text{ kN/m}^3$

### **MURATURE**

Per ripristini

- mattoni pieni omologati per zona sismica con resistenza caratteristica:

direzione verticale  $> 5 \text{ N/mm}^2$  e in direzione ortogonale  $> 1,5 \text{ N/mm}^2$

- malta di classe M2.5 realizzata con calce idraulica naturale e pozzolanica

Per nuove pareti

- mattoni semipieni tipo bolognesi con percentuale di foratura inferiore al 45% omologati per zona sismica con resistenza caratteristica:

direzione verticale  $> 5 \text{ N/mm}^2$  e in direzione ortogonale  $> 1,5 \text{ N/mm}^2$

- malta di classe M2.5 realizzata con calce idraulica naturale e pozzolanica

Per consolidamenti pareti

Betoncino a base di calce idraulica naturale, tipo TD13C o similari esente da cemento, classe M15.

Rete in acciaio B450 C

Rete in fibra di vetro diametro 3 mm maglia 66x66 conresistenza a trazione della singola barra di 3,5 kN, allungamento 3% e Modulo elastico 23.000 N/mmq

## E. ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

Il complesso edilizio è notevolmente articolato e si sviluppa in diversi corpi di fabbrica, collegati tra di loro ma realizzati in periodi storici differenti; per questo motivo ogni corpo presenta caratteristiche statiche e costruttive diverse, in quanto strettamente legate al rispettivo periodo di edificazione.

Facendo riferimento alla planimetria generale sotto riportata, tutto il comparto oggetto di intervento viene suddiviso in 10 corpi distinti, ognuno identificato da una lettera:

Per il corpo storico:

A1 ala

A2 ala

A3 bagni

A4 corpo centrale

A5 ala

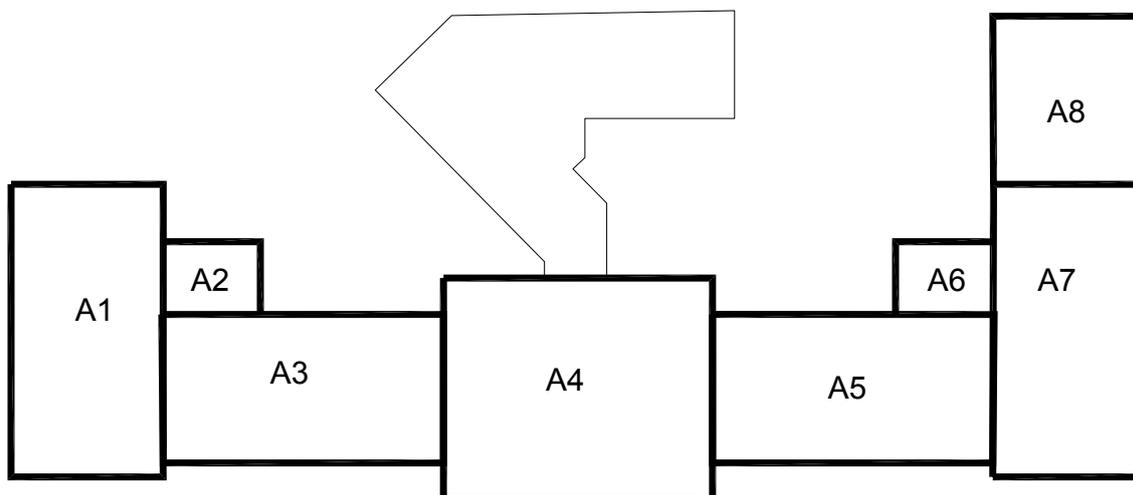
A6 bagni

A7 ala

A8 ampliamento

Per il corpo prefabbricato:

D e E .



Gli interventi di miglioramento sismico previsti nel presente progetto sono stati individuati sulla base di una estesa campagna di saggi e di indagini sperimentali che hanno portato ad una conoscenza delle caratteristiche costruttive e dei materiali presente.

Questa conoscenza “qualitativa” degli edifici ha portato alla formulazione di un primo giudizio, che attraverso l’analisi delle principali caratteristiche sismiche di ogni corpo di fabbrica, ha individuato i principali punti deboli e di conseguenza anche gli obiettivi a cui tendere con gli interventi di miglioramento.

Successivamente a questa prima indagine qualitativa degli edifici, con individuazione delle criticità e degli obiettivi da perseguire, si è proceduto anche ad una analisi numerica dei corpi edilizi nello stato di fatto, che ha compreso le seguenti procedure per il corpo storico:

- Analisi allo stato di fatto in condizione statica degli orizzontamenti e degli elementi considerati maggiormente vulnerabili e successivo intervento locale per quelli non verificati al fine di eliminare l'eventuale carenza;
- Analisi allo stato di fatto in condizione sismica di alcuni cinematismi locali mediante analisi limite all'equilibrio secondo l'approccio cinematico che si basa sulla scelta del cinematismo di collasso e la valutazione dell'accelerazione che attiva tale meccanismo, e successivo studio degli interventi locali atti ad eliminare le carenze esaminate
- Realizzazione di modelli strutturali globali di parti di fabbricato su cui si sono svolte analisi statiche lineari ed analisi statiche non lineari (Push Over) in condizione stato di fatto e stato di progetto.
- Realizzazione di modelli strutturali globali dell'intero fabbricato per stabilire le pressioni al suolo in condizione di esercizio allo stato di fatto e allo stato di progetto.

E le seguenti procedure per il corpo prefabbricato:

- Analisi dello stato di fatto mediante analisi modale dei blocchi considerati;
- Analisi locali con dimensionamento elementi atti ad evitare eventuali sfilamenti di elementi strutturali

A questo proposito si devono fare alcune precisazioni per il corpo storico:

- La complessità degli edifici, l'articolazione delle caratteristiche costruttive e l'approssimazione delle tecniche di calcolo possibili (tutte le tecniche conosciute rappresentano una semplificazione della realtà) non consentono una modellazione "esatta" del comportamento strutturale. Si sono quindi analizzati i modelli di calcolo ritenuti più vicini al reale comportamento della struttura. In ogni caso si deve ricordare che, a causa delle inevitabili approssimazioni di modellazione e di valutazione numerica, i risultati ottenuti non rappresentano una individuazione esatta ed univoca della capacità resistente della struttura, ma forniscono una valutazione dell'ordine di grandezza, contribuendo alla individuazione delle criticità.

- Pur ricordando le approssimazioni e le cautele necessarie nell'interpretare i risultati ottenuti, la modellazione ed il calcolo delle strutture nello stato di fatto e nel successivo stato di progetto (edifici rinforzato con gli interventi individuati in base alla analisi qualitativa) consente, attraverso il confronto, dell'effettivo ottenimento di un miglioramento sismico attraverso i lavori previsti.

- Il complesso scolastico non è costituito da un unico edificio ma dalla aggregazione, senza giunti strutturali, di più corpi di fabbrica dotati di caratteristiche diverse. L'articolazione planimetrica, le diverse caratteristiche degli impalcati e degli elementi costitutivi rendono assolutamente inaffidabile la modellazione dell'Istituto scolastico come un unico edificio. Esso si configura come un "complesso edilizio" e quindi si sono adottati i criteri correntemente utilizzati in questo caso.

Si sono quindi individuate porzioni di costruzione (sottostrutture) che per caratteristiche costruttive, tempi di realizzazione e geometria possono essere assimilate a corpi di fabbrica.

Successivamente, nello studio del singolo "corpo di fabbrica", si è tenuto conto dell'influenza delle porzioni adiacenti di edificio introducendo le masse corrispondenti alle aree di influenza gravanti sulle pareti di confine. Anche questa schematizzazione del "complesso edilizio" in sottostrutture costituisce una inevitabile fonte di approssimazione e di imprecisione nei risultati ottenuti.

L'approssimazione ottenuta con la schematizzazione in sottostrutture è però sicuramente migliore, e più corrispondente alla realtà, di quella che si sarebbe ottenuta schematizzando l'istituto scolastico come un unico edificio.

Le parti esaminate sono state quindi:

Il blocco A1-A2 e A3 mediante analisi di pushover (solo per stimare la % di miglioramento) e analisi modale

Il blocco A4 mediante analisi di pushover e analisi modale

Il blocco A5-A6-A7 mediante analisi di pushover (solo per stimare la % di miglioramento) e analisi modale

Il blocco A8 analisi di pushover e analisi modale

Il blocco A1-A2-A3-A4-A5-A6-A7-A8 mediante analisi modale

Il blocco D mediante analisi modale

Il blocco E mediante analisi modale

Analisi sulle fondazioni con modellazione globale relativa a blocco A1-A2-A3-A4-A5-A6-A7-A8

## F. PRINCIPALI COMBINAZIONI

Secondo le regole previste dalla normativa vigente, le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

### Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

### Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

### Combinazione frequente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

### Combinazione quasi permanente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

**Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

**Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove:

NTC 2008 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini, ...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli $\leq 30$ kN)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli $> 30$ kN)	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota $\leq 1000$ m	0,50	0,20	0,00
Neve a quota $> 1000$ m	0,70	0,50	0,20
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

## **G. I. METODO DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA**

I metodi di analisi utilizzati sono:

Analisi di tipo dinamica modale effettuata tarando l'accelerazione al 60% per tutti i blocchi strutturali considerati ovvero:

A1-A2-A3

A4

A5-A6-A7

A8

A1-A2-A3-A4-A5-A6-A7-A8

D

E

Effettuata con un coefficiente di struttura diverso in base al blocco esaminato

Analisi di tipo pushover non lineare effettuata per valutare la % del miglioramento per

A1-A2-A3

A4

A5-A6-A7

A8

Per quanto riguarda le analisi lineari dinamiche il numero dei modi di vibrare sono tali per cui le masse partecipanti non risultino inferiore all'85%, mentre per quanto riguarda le analisi non lineari statiche non sono sempre state effettuate esplicitando le azioni con combinazioni di Gruppo 1 e di Gruppo 2, il loro utilizzo è stato effettuato solo ed esclusivamente per valutare il miglioramento ottenuto tra stato di fatto e stato di progetto

Gli stati limiti indagati sono:

- stati limite ultimi, in termini di resistenza,
- stati limiti di danno in termini di capacità di deformazione.

## J. SINTESI DEI RISULTATI

### CORPO STORICO:

Dall'analisi allo stato di fatto in condizione statica degli orizzontamenti e degli elementi considerati maggiormente vulnerabili (elaborato 2.1) si evince che:

- Le travi delle ali non risultano verificate a flessione e taglio
- I pilastri in cemento armato delle ali risultano in condizione limite verificandoli a presso flessione in condizione statica e non verificati in condizione sismica
- Il solaio S1 delle ali non risulta verificato a flessione
- Il solaio S8 del blocco ampliamento non risulta verificato a flessione
- Il solaio S2 del corpo centrale risulta verificato ma in condizione limite oltre ad avere la carenza di presentare avvallamenti e principi di distacco;
- Il solaio S2 bis del corpo centrale non risulta verificato a flessione;
- I pilastri del portico risultano in condizione limite verificandoli a taglio con l'azione spingente degli archi;
- L'arco della scala risulta in condizione limite sottoposto a carichi statici;

Dall'analisi allo stato di fatto in condizione sismica di alcuni cinematismi locali mediante analisi limite all'equilibrio secondo l'approccio cinematico che si basa sulla scelta del cinematismo di collasso e la valutazione dell'accelerazione che attiva tale meccanismo (elaborato 2.2) si evince che:

- Le tramezzature in laterizio del piano primo non risultano verificate con un cinematismo tipo ribaltamento con azioni paragonabili al 60% di quelle potenziali da Norma per il sito in oggetto (FS = 0,13)
- Le tramezzature in laterizio del piano terra non risultano verificate con un cinematismo tipo ribaltamento con azioni paragonabili al 60% di quelle potenziali da Norma per il sito in oggetto (FS = 0,52)
- Le Pareti portanti del piano primo lungo i lati lunghi delle ali che sorreggono il solaio di piano terra e la copertura non risultano verificate con un cinematismo tipo ribaltamento con azioni paragonabili al 60% di quelle potenziali da Norma per il sito in oggetto (FS = 0,30)
- Le Pareti portanti del piano terra e primo lungo i lati lunghi delle ali che sorreggono il solaio di piano terra e la copertura non risultano verificate con un cinematismo tipo ribaltamento con azioni paragonabili al 60% di quelle potenziali da Norma per il sito in oggetto (FS = 0,61)
- La verifica rottura cantonale relativamente alle ali non risulta verificato con un cinematismo tipo ribaltamento con azioni paragonabili al 60% di quelle potenziali da Norma per il sito in oggetto (FS = 0,61)
- Le pareti snelle reggi copertura non risultano verificate con un cinematismo tipo ribaltamento con azioni paragonabili al 60% di quelle potenziali da Norma per il sito in oggetto (FS = 0,78)
- La Verifica del meccanismo di ribaltamento orizzontale di parete libera in sommità soggetta al carico della copertura per le ali non risulta verificata con azioni paragonabili al 60% di quelle potenziali da Norma per il sito in oggetto (FS = 0,25)
- La verifica del meccanismo di ribaltamento composto di cuneo diagonale delle pareti piano primo corpo centrale in corrispondenza del vano scala non risultano verificate con azioni paragonabili al 60% di quelle potenziali da Norma per il sito in oggetto (FS = 0,68)
- L'arco della scala risulta non verificato in condizioni sismiche (FS=0,778)

Dall'analisi globale allo stato di fatto in condizione sismica (elaborato 2.3) si evince che:

- Per il blocco 1-2-3 con analisi pushover il parametro alfa  $\alpha$  risulta pari a  $0,55 < 0,60$  (Non verificato) così come dall'analisi modale con accelerazione tarata al 60% si evince che alcuni setti murari, alcune fasce di piano oltre che i pilastri non risultano verificati.
- Per il blocco 4 con analisi pushover il parametro alfa  $\alpha$  risulta pari a  $0,65 > 0,60$  (Verificato) mentre dall'analisi modale con accelerazione tarata al 60% si evince che alcune fasce di piano non risultano verificate.

- Per il blocco 5-6-7 con analisi pushover il parametro alfa  $\alpha$  risulta pari a  $0,54 < 0,60$  (Non verificato) così come dall'analisi modale con accelerazione tarata al 60% si evince che alcuni setti murari, alcune fasce di piano oltre che i pilastri non risultano verificati.
- Per il blocco 8 con analisi pushover il parametro alfa  $\alpha$  risulta pari a  $0,56 < 0,60$  (Non verificato) così come dall'analisi modale con accelerazione tarata al 60% si evince che alcuni setti murari e alcune fasce di piano non risultano verificate.

#### CORPO PREFABBRICATO:

Dall'analisi globale allo stato di fatto in condizione sismica (elaborato 2.7) si evince che:

- Il blocco D ed E con accelerazione tarata al 60% risultano verificati
- Il blocco D ed E presentano un giunto non conforme a quanto previsto dalla normativa sismica e al limite di martellamento per accelerazione tarata al 60%
- Le tramezzature in laterizio del piano terra e del piano primo non risultano verificate (FS 0,69 e 0,46)
- Occorre installare presidi di sicurezza a collegamento delle travi con i pilastri e a collegamento tra pannellature e pilastri al fine di eliminare possibili cause di crolli o sfilamenti.

## K. CARATTERISTICA E AFFIDABILITA' DEL CODICE DI CALCOLO

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$\mathbf{K} * \mathbf{u} = \mathbf{F} \quad \text{dove} \quad \mathbf{K} = \text{matrice di rigidità}$$

$\mathbf{u}$  = vettore spostamenti nodali  
 $\mathbf{F}$  = vettore forze nodali

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

Informazioni sul codice di calcolo	
Titolo:	PRO SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2012-09-159)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software **ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico**. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

Affidabilità dei codici utilizzati
2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: <a href="http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm">http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm</a>

## L. RISULTATI STRUTTURE GEOTECNICHE

Come si può notare dalla relazione 6.2 allo stato di fatto si possono effettuare le seguenti considerazioni:

- 1) la parte centrale rappresenta la parte con pressioni al suolo inferiori e con una miglior distribuzione delle pressioni sia nella combinazione di esercizio che per quanto riguarda i soli pesi permanenti (variabili tra -1,27 e -1,56 in condizioni di esercizio comb. 1 e variabile tra -1,12 e -1,36 in comb. 3)
- 2) Le ali soprattutto quelle sopraelevate sulle pareti portanti presentano valori delle pressioni al suolo maggiormente elevate e con maggior dispersione dei valori per la presenza di carichi concentrati, sia nella combinazione di esercizio che per quanto riguarda i soli pesi permanenti (variabili tra -1,93 e -1,49 in condizioni di esercizio comb. 1 e variabile tra -1,66 e -1,30 in comb. 3)
- 3) I plinti presentano i massimi valori di pressione al suolo, sia nella combinazione di esercizio che per quanto riguarda i soli pesi permanenti, con differenze di pressioni con le altre parti dell'edificio maggiormente evidenti in combinazione 1 e 2 (-3,02 in condizioni di esercizio comb. 1 e -2,22 in comb. 3), inoltre essendo elementi puntuali in calcestruzzo non armato non garantiscono particolari garanzie in caso di evento sismico.

La condizione di progetto sempre riportata nella relazione 6.2 mostra come :

- 1) lo stato tensionale in fondazione non viene modificato, per quanto riguarda le fondazioni delle murature
- 2) per quanto riguarda il consolidamento localizzato dei plinti porta i valori di tensione al suolo a valori simili a quelli presenti nelle fondazioni delle ali stesse.

## **M.INDICAZIONE CATEGORIA DI INTERVENTO**

L'intervento si inquadra come miglioramento sismico dell'edificio stesso portando ad eliminare tutte le carenze evidenziate sul fabbricato oltre che a portare le condizioni non verificate staticamente in condizioni verificate, oltre che a portare la struttura stessa verificata sismicamente per accelerazioni pari al 60% di quella massima.

## N. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA NEL SUO INSIEME

### Descrizione struttura

**Il blocco storico (A)**, presenta una pianta a “C” con ali di diversa lunghezza causa l’ampliamento del secondo dopoguerra e si estende in elevazione per 2 livelli fuori terra. Risulta costituito da 8 blocchi non giuntati tra loro, realizzati in epoche diverse.

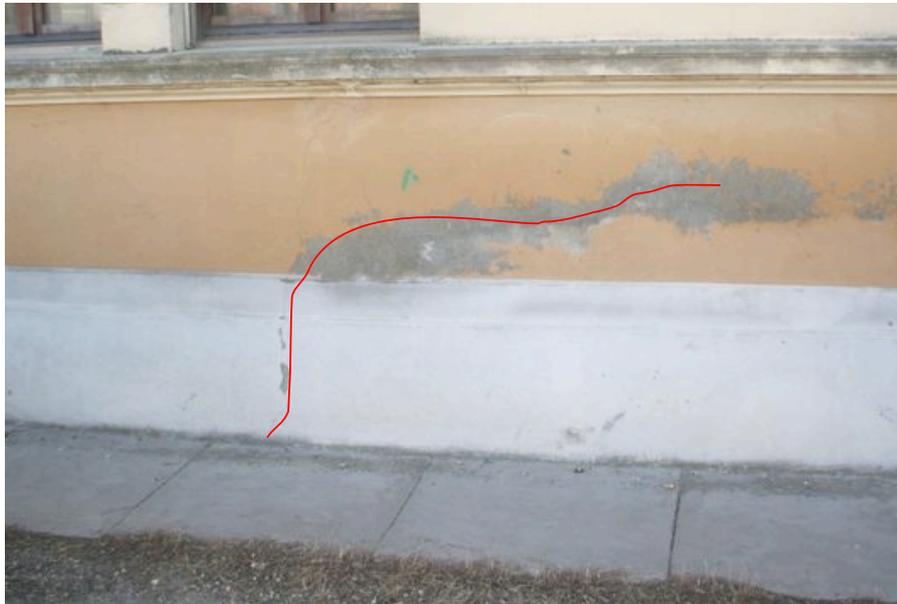
L’edificio è costituito da **una parte centrale**, all’incirca quadrata, di dimensioni 16x19 m circa, quattro parti analoghe tra loro atte a formare **le due braccia**, disposte simmetricamente rispetto al corpo centrale, di dimensioni 10.60x20.70 e **l’ultima parte** invece che rende la “C” asimmetrica di dimensioni di 10.60x11.90, oltre che a due piccole parti disposte in prossimità delle due ali di forma pressochè quadrata di lato 7 x 5 dove si posizionano i blocchi bagni.

**Il blocco denominato D ed E** realizzato alla fine degli anni ’90 presenta una forma regolare è costituita da due blocchi giuntati termicamente tra loro e costruiti con due stralci, è costituita da un piano terra, un piano primo e una copertura, ove su di essa risulta presente una piccola parte coperta atta all’alloggiamento della centrale termica.

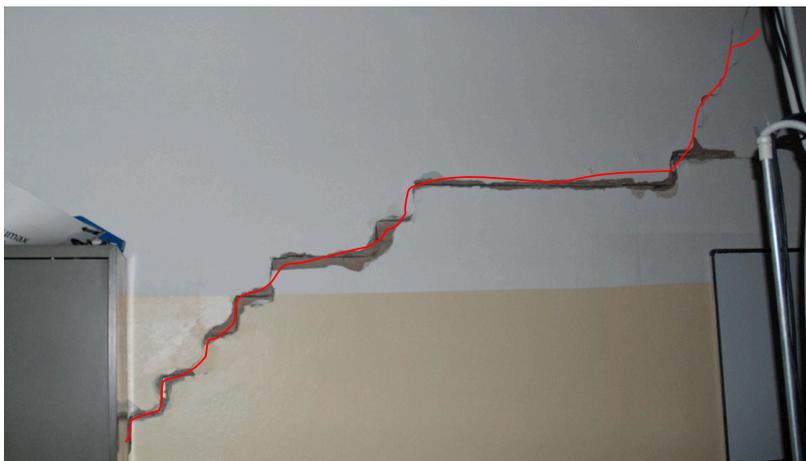
### Quadri fessurativi rilevati

Per quanto riguarda il corpo storico si notano i seguenti quadri fessurativi in atto:

- 1.1 Presenza di lesioni su pareti esterne al piano terra sintomo di cedimenti differenziali di fondazione, poste in corrispondenza dei sotto-bancali delle finestrate delle parti con struttura mista;



- 1.2 Presenza di lesioni sulle tramezzature tipiche da fenomeno sismico localizzate soprattutto al piano primo;



1.3 Presenza di caduta di calcinacci e fenomeni di spanciamento dagli impalcati di sottotetto causati dal fenomeno sismico;



1.4 Presenza di sfilamenti e parziali crolli di controsoffitti posizionati al piano primo;



1.5 Presenza di lesioni su pareti portanti a prosecuzione di lesione su impalcati posizionate al piano primo;

## Appoggio esiguo



1.6 Presenza di copertura in forte stato di degrado con elementi non ben connessi tra loro e parzialmente smossi durante il terremoto con appoggi ormai ridotti al minimo oltre ad un tavolato semplice o un tavellonato, mal collegato e degradato;



Elemento smosso

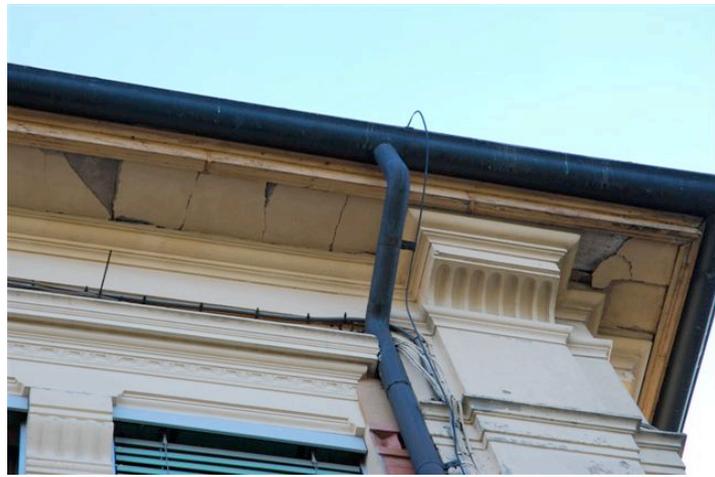


1.7 Elementi tipo pilastri in muratura a parziale sostegno del coperto notevolmente snelli e con fuori piombo e notevole stato di degrado;



## Sporto crollato

1.8 Gravi danneggiamenti dello sporto di gronda causa lesioni su pareti e parziali crolli, delle tavelle che lo compongono;



1.9 Lesioni presenti su volta dell'ingresso porticato



1.10 Lesioni in corrispondenza della parte centrale del lato corto delle ali nei maschi murari



1.11 Lesioni presenti su solai corpo centrale tipo a putrelle metalliche e laterizi con evidenti avvallamenti



1.12 Lesioni presenti su architravi di aperture dovute a difetti localizzati



1.13 Presenza di canne fumarie in laterizio parzialmente crollate causa l'azione sismica



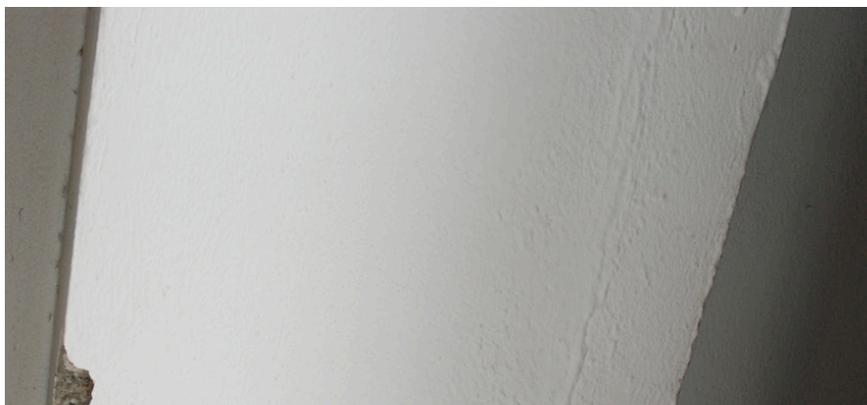
1.14 presenza di lievi cavillature in corrispondenza degli appoggi della scala centrale



1.15 presenza di lievi cavillature in corrispondenza dei solai delle ali che non destano preoccupazioni dal punto di vista di eventuale sfondellamento degli elementi in laterizio ma sono sintomo del comportamento semplicemente bidirezionale dei solaistessi priva di cappa e armatura superiore.



1.16 Le parti in cemento armato delle ali presentano lievi cavillature e grosse carenze in fondazione per l'assenza di armatura.





1.17 presenza di varchi semplicemente tamponati con presenza di cavillature in corrispondenza dei cambi di materiale, presenza di pareti portanti dei bagni non ammorsate con presenza di lievi cavillature d'angolo dovute alla mancanza di ammorsatura e presenza di lesione consistente su un'architrave di un varco di notevole dimensione con presenza di una mazzetta di piccole dimensioni.





1.18 presenza muratura forata al piano primo allineata alla muratura portante a sostegno dell'impalcato in latero-cemento del sottotetto

Per quanto riguarda il corpo a struttura prefabbricata di recente realizzazione si rileva:

1.a Presenza di lesioni e distacchi su parti in cartongesso in corrispondenza di giunto termico in particolare al piano primo;



1.b Presenza di sfilamenti e parziali crolli di controsoffitti posizionati al piano primo;



1.c Presenza di lesioni sulle tramezzature tipiche da fenomeno sismico localizzate soprattutto al piano primo;



1.d Presenza di lesioni pareti e deterioramenti delle parti presenti in copertura;



1.e Presenza di distacchi di battiscopa ed intonaci;



1.f Presenza di lievi danneggiamenti di nodi pilastro trave causati dall'isostaticità della struttura stessa.

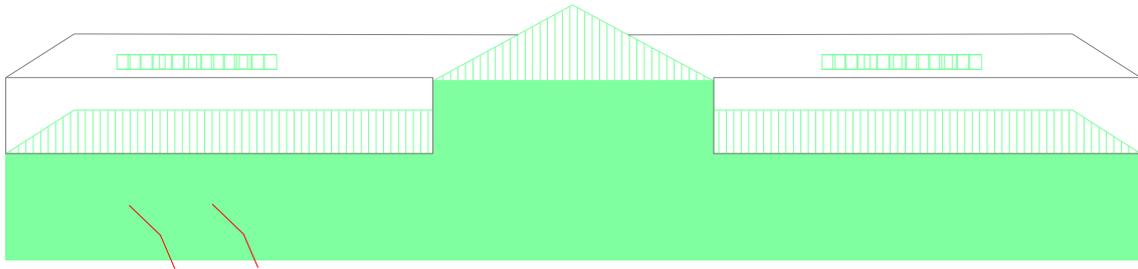


1.g Pannellature esterne non perfettamente allineate

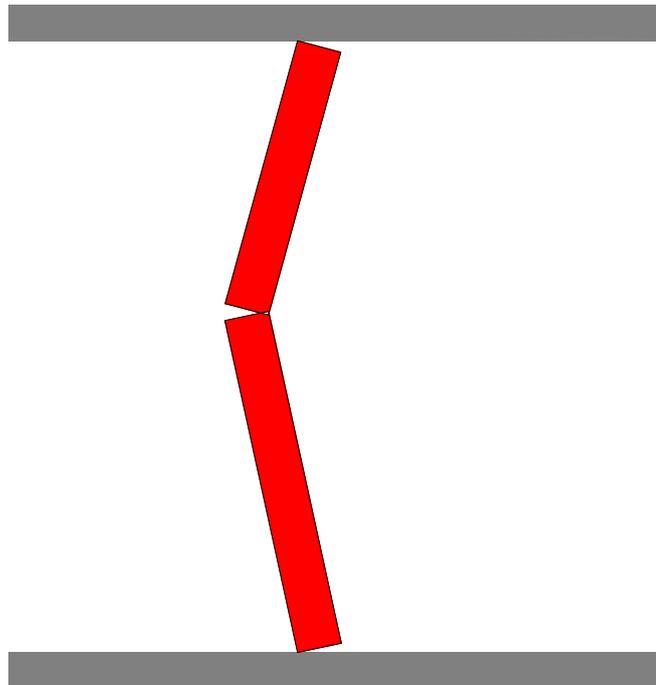


## 2 . Elementi di vulnerabilità nei confronti dell'azione sismica

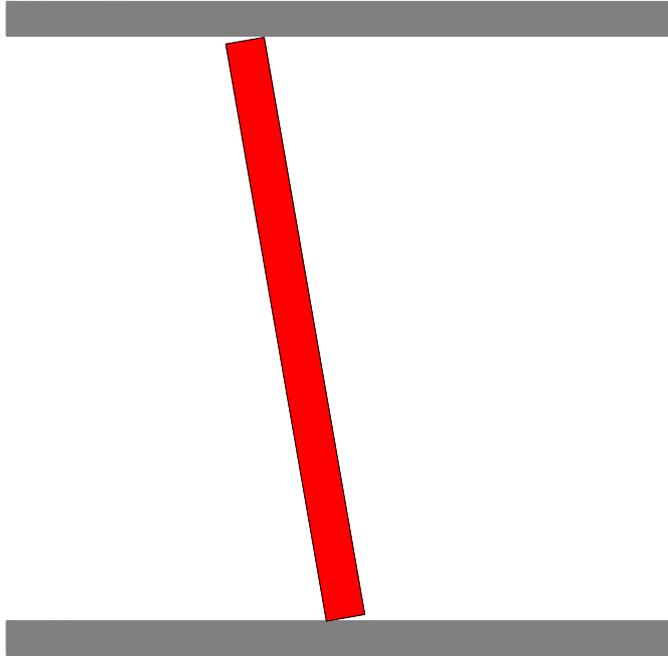
**2.1** Alcune delle lesioni presenti sulle pareti esterne in particolare quelle al piano terra non rappresentano una vulnerabilità nei confronti dell'azione sismica in quanto sono il sintomo di cedimenti differenziali di fondazione e risultavano già presenti prima degli eventi sismici. Cedimenti causati dalla conformazione della struttura stessa modificata nel tempo incrementando i sovraccarichi causa la sopraelevazione avvenuta, e concentrando i sovraccarichi dei solai della sopraelevazione in zone puntuali, che quindi hanno mostrato la formazione di questi cedimenti amplificati nel tempo causa la subsidenza e amplificati dalla conformazione delle fondazioni, con ogni probabilità formate da elementi non reagenti a trazione.



**2.2** Presenza di lievi **lesioni sulle tramezzature** al piano terra tipiche da fenomeno sismico, la notevole snellezza dei tramezzi infatti e l'assenza di carico gravante su essi, provoca per sisma in direzione ortogonale al piano degli stessi, il **meccanismo di collasso rappresentato** in figura, essendo presente una sorta di se pur minimo collegamento a livello degli impalcati.



Presenza di importanti **lesioni sulle tramezzature al piano primo** tipiche da fenomeno sismico, la notevole snellezza dei tramezzi infatti e l'assenza di carico gravante su essi, provoca per sisma in direzione ortogonale al piano degli stessi, il **meccanismo di collasso rappresentato** in figura, non essendo presente nessun tipo di collegamento a livello degli impalcati, essendo inoltre questi del tutto inesistenti e privi di rigidezza.



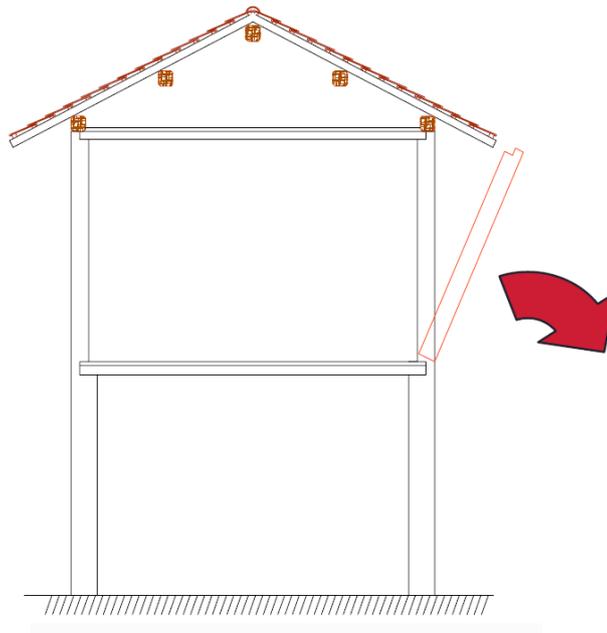
**2.3** La caduta dei calcinacci e lo spanciamento degli impalcati di sottotetto sono il sintomo della presenza di strutture comunque di peso non trascurabili ma che risultano notevolmente vulnerabili in caso di azione sismica, oltre che prive di alcun tipo di resistenza.

I loro **appoggi** alle murature risultano **precari**, è quindi possibile con fenomeni sismici l'eventuale sfilamento e il conseguente crollo parziale di parte della struttura.



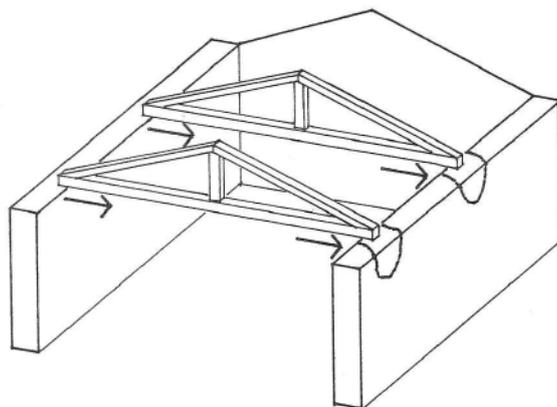


La completa assenza inoltre di un diaframma orizzontale alla quota di imposta della copertura, visto che per la maggior parte della costruzione è presente un impalcato costituito ovunque da un controsoffitto e superiormente o da una struttura in laterizio formata da travetti e mezzi tavelle o da un arellato, facilita il meccanismo sotto evidenziato, non portando a partecipare le pareti ortogonali a quella oggetto del cinematismo.



**2.4** Lo sfilamento di parti di controsoffitto è dovuto alla conformazione degli elementi stessi, che risultano semplicemente appoggiati su guide di esigua dimensione, nel caso di se pur minima azione orizzontale, minimi spostamenti possono creare lo sfilamento e la relativa caduta di parti di essi, inoltre questi elementi risultano spesso collegati direttamente alle strutture di sottotetto che già presentano problemi analoghi (vedi 2.3).

**2.5** La presenza di lesioni su pareti portanti a prosecuzione di lesione su impalcati posizionate al piano primo sono il sintomo **dell'assenza di un ritegno in corrispondenza della parte sommitale della struttura** stessa in grado di sopportare eventuali azioni spingenti della copertura oltre ad una conformazione con distribuzione dei pesi del tutto variegata in corrispondenza del sottotetto.

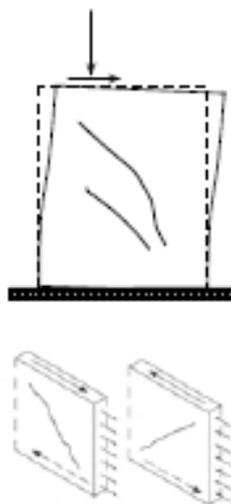


**2.6** La copertura in forte stato di degrado in alcune parti ha subito movimenti in particolare spostamenti di elementi di tipo secondario e principale, che non si trovano piu' nella sede originaria e ormai presentano **appoggi del tutto esigui e insufficienti** . Inoltre si segnala spesso l'assenza di collegamenti, eliminati nel tempo, o la presenza di collegamenti lenti.



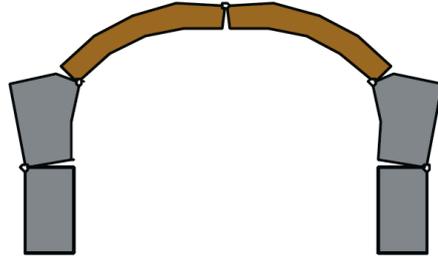


2.7 La presenza di **pilastrini** a livello del sottotetto a parziale sostegno della copertura notevolmente **snelli con fuori piombo**, rappresenta un elemento di notevole vulnerabilità capace di creare crolli parziali della copertura in caso di sisma, visto il ridotto carico verticale su essi presenti.

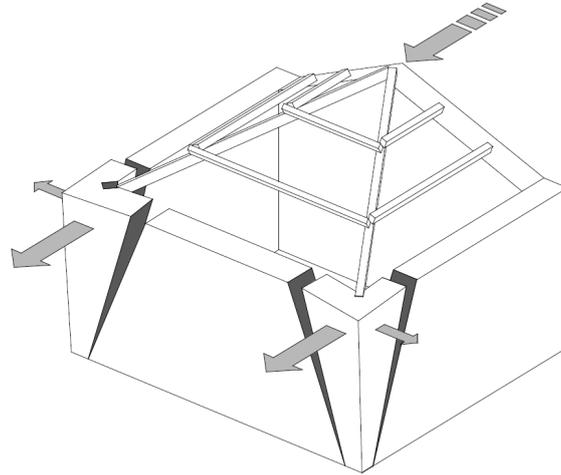


2.8 Lo **sporto di gronda** costituito da una tavella appoggiata sulla muratura con sul fronte elemento ligneo di chiusura ha subito **gravi danneggiamenti con lesioni, distacchi e crolli**, causato dallo stato conservativo dell'elemento stesso e dalla tipologia realizzativa, elemento vulnerabile in quanto questi parziali crolli possono risultare notevolmente pericolosi.

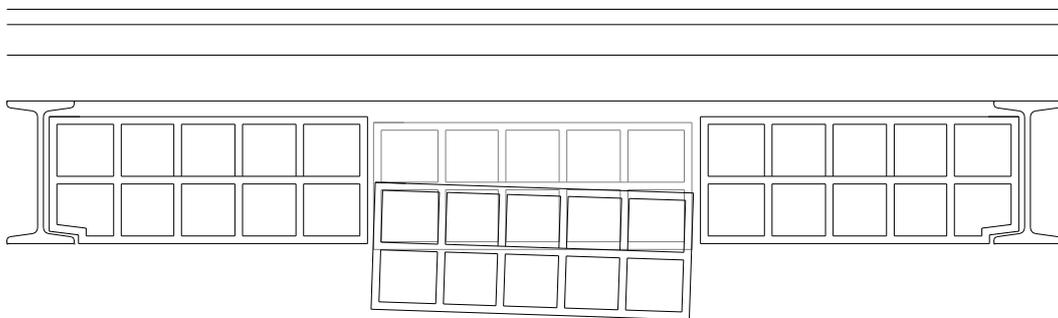
**2.9** La volta di ingresso presenta delle lesioni anche se non molto accentuate in seguito ai saggi eseguiti, che comunque mostrano una sofferenza in atto, e che possono essere stato il sintomo iniziale del classico cinematismo che si instaura su elementi ad arco



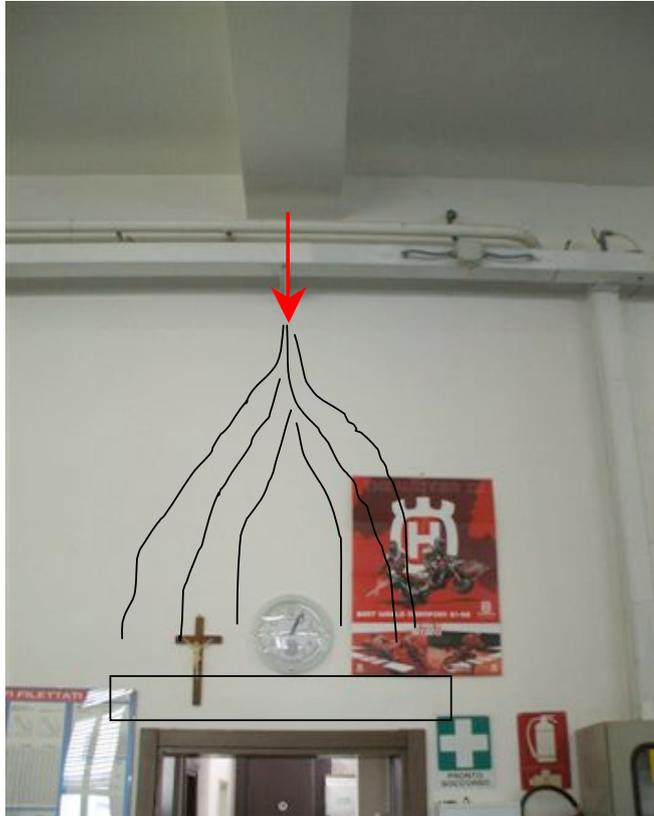
**2.10** Le lesioni in corrispondenza della parte centrale del lato corto delle ali nei maschi murari è un sintomo che mette in evidenza meccanismi che si possono instaurare causa la presenza di coperture parzialmente spingenti direttamente su murature prive di cordolature in sommità, meccanismi questi che possono instaurare il parziale crollo dei maschi stessi come indicato nello schema semplificato sottostante.



**2.11** Le lesioni intradossali e gli avvallamenti estradossali presenti sui solai corpo centrale tipo a putrelle metalliche e laterizi, sono il sintomo di una mancanza di contrasto tra gli elementi in laterizio che ne compongono la chiusura tra trave e trave, questa problematica può causare il crollo parziale degli elementi stessi causati da semplici azioni dinamiche sia orizzontali che verticali.



**2.12** Le lesioni presenti su architravi di aperture sono state causate dal sisma e dovute a difetti localizzati, tipo presenza di piattabande mal eseguite, presenza di canne fumarie che riducono le parti strutturali, diminuendo la rigidezza dei maschi, oltre alla presenza di travi in cemento armato gravanti direttamente su maschi murari con architrave a piattabanda sottostante.



**2.13** Crolli e parziali rotture delle canne fumarie in laterizio, spesso non collassate per la caduta su elementi del coperto come travetti che ne hanno bloccato il movimento

**2.14** La scala principale per la sua conformazione presenta sicuramente vulnerabilità evidenti in caso di sisma, con la possibile formazione di cerniere che innescherebbero parziali meccanismi di crollo, oltre ad un meccanismo simile a quello relativo alla vulnerabilità 2.11 in corrispondenza dei pianerottoli.

**2.15** I solai relativi alle ali, presentano una classica conformazione che non può schematizzare l'impalcato stesso come rigido in quanto non presenta idonea cappa superiore rigida e armata, quindi elemento questo che non porta a compartecipare i setti paralleli tra loro all'azione sismica stessa.

**2.16** Le parti in cemento armato delle ali (pilastri e travi) presentano armature esigue e caratteristiche scadenti, che potrebbero creare fenomeni di plasticizzazioni localizzate e crolli parziali visto le scarse resistenze a taglio e a flessione dei componenti stessi, inoltre il plinto di fondazione ha dimensioni esigue e

caratteristiche pessime vista la totale assenza di armatura e la presenza di un calcestruzzo non particolarmente consistente con inerti di dimensione notevole .

**2.17** Il corpo centrale presenta delle murature interne portanti ad una testa di notevole altezza e quindi snelle, inoltre sono presenti soprattutto in corrispondenza delle ali delle tamponature di varchi realizzate mediante muratura forata eseguite per sostituire delle aperture esistenti con nuove aperture, che quindi hanno indebolito ulteriormente i setti stessi provocando evidenti lesioni.

Inoltre le pareti dei blocchi bagni non risultano ammassate al resto delle strutture pur essendo aderenti tra loro.

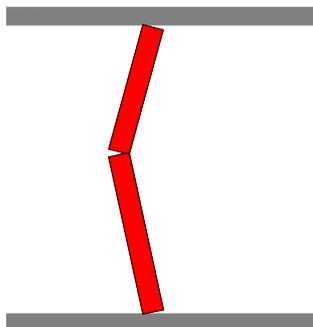
**2.18** Presenza di pareti ad alta percentuale di foratura di spessore totale 15 cm compreso intonaco, con rilevante altezza (circa 5 metri) allineate alle murature portanti a due teste del corridoio del piano terra, che sostengono il solaio di sottotetto pesante del corpo centrale, e che si comportano tutti gli effetti vista la posizione e i sovraccarichi agenti come murature portanti e controventanti pur non possedendone le caratteristiche.

Per quanto riguarda il corpo a struttura prefabbricata di recente realizzazione:

**2.a** La presenza di lesioni e distacchi su parti in cartongesso in corrispondenza del giunto termico in particolare al piano primo si è creata causa il diverso comportamento delle due strutture stesse, che quindi hanno rotto l'unico elemento di collegamento tra i due blocchi;

**2.b** Per quanto riguarda gli sfilamenti e i parziali crolli dei controsoffitti tale fenomeno si è verificato proprio per la conformazione stessa dei controsoffitti presenti che poggianti su guide esigue, sollecitati ad azioni orizzontali si sono sfilati completamente;

**2.c** Presenza di **lesioni sulle tramezzature** al piano terra e primo tipiche da fenomeno sismico, la notevole snellezza dei tramezzi infatti e l'assenza di carico gravante su essi, provoca per sisma in direzione ortogonale al piano degli stessi, il **meccanismo di collasso rappresentato** in figura, essendo presente una sorta di se pur minimo collegamento a livello degli impalcati.



**2.d** Per quanto riguarda le lesioni presenti sulle pareti in copertura essi sono più il sintomo di deterioramenti causati dalle intemperie che il sintomo di lesioni causate da fenomeno sismico.

**2.e** I distacchi individuati principalmente nei battiscopa e negli intonaci sono l'evidente fenomeno causato dal sisma, che ha staccato elementi non ben legati tra loro;

**2.f e 2.g** Infine per la presenza di lievi danneggiamenti di nodi pilastro trave causati dall'isostaticità della struttura stessa, e per la presenza di pannellature esterne non perfettamente allineate, si ritiene che tali fenomeni siano dovuti all'azione sismica, che ha messo in mostra le vulnerabilità della struttura stessa calcolata solo per azioni statiche.

## O. DEFINIZIONE DELLE PROPRIETA' MECCANICHE DEI MATERIALI ESISTENTI

### PREMESSA

Considerato che per la parte storica per i materiali della struttura esistente la conoscenza risulta di tipo estesa (LC2), come esaminato dalla direttiva PCM 09/02/2011 della quale si riporta la tabella sottostante:

Tabella 4.1 – Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza.

Rilievo geometrico	rilievo geometrico completo	$F_{C1} = 0.05$
	rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	$F_{C1} = 0$
Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.12$
	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.06$
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche)	$F_{C2} = 0$
Proprietà meccaniche dei materiali	parametri meccanici desunti da dati già disponibili	$F_{C3} = 0.12$
	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0.06$
	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0$
Terreno e fondazioni	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni	$F_{C4} = 0.06$
	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0.03$
	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0$

Essendo presente:

- rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi (FC=0)
- la restituzione parziale delle fasi costruttive e l'interpretazione del comportamento strutturale (FC 0,06)
- limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali (FC 0,06)
- limitate indagini sul terreno e le fondazioni. (FC 0,06)

Che porta quindi ad un valore del Fattore di confidenza pari a 1,18, utilizzeremo quindi 1,20.

Considerato per la parte prefabbricata, esaminando la Circolare esplicativa del D.M. 2008 sotto riportata

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		verifiche in situ estese ed esaustive	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			-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

Un valore del Fattore di confidenza pari a 1,20 in base al materiale in possesso e alle proprietà dei materiali ricavate mediante prove in situ.

Considerato che al fine di valutare la resistenza dei calcestruzzi devono essere effettuate le seguenti considerazioni:

- 1) Il diametro delle carote al fine di rispettare le caratteristiche della Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. deve risultare pari 100 mm e H 100 mm rettificate presso laboratorio certificato.
- 2) Il diametro della carota deve risultare >3 diametri inerti (30x3 = 90 mm punto C.11.2.6 Circolare 617)
- 3) con tale diametro le carote non presentano ferri (C.11.2.6 Circolare 617 [3])
- 4) Il rapporto lunghezza diametro è pari a 1 (compreso tra 1 e 2 C.11.2.6 Circolare 617 [3]).

Per il valore della resistenza si utilizzeranno i seguenti parametri correttivi:

$$R_{cub} = R_{cil} \times F_c \times 1 / (F_{c1} \times F_{c2})$$

dove:

$R_{cub}$  = è la resistenza a schiacciamento di un provino cubico 150x150x150

$R_{cil}$  = è la resistenza a schiacciamento di un provino cilindrico con rapporto altezza diametro 2

$F_c$  = è il fattore correttivo per h/d diverso da 2 e pari a 0,81 nel caso di h/d=1 (punto 11.2 Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive Servizio Tecnico Centrale) o in alternativa 0,83 come prescritto dalla Circolare

$F_{c1}$  = è il fattore correttivo che trasforma una resistenza cilindrica in cubica ed è pari a 0,80 (punto 11.2 Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive Servizio Tecnico Centrale )

$F_{c2}$  = è il fattore correttivo per calcestruzzo prelevato in opera pari a 0,85 (punto C.11.2.6 Circolare 617)

Si considera pari a 1 il fattore che prende in considerazione l'inclinazione del saggio e il coefficiente di disturbo.

$$R_{cub} = R_{cil} \cdot 0,83 \cdot \frac{1}{0,83 \cdot 0,85} \rightarrow R_{cub} = R_{cil} \cdot 1,18$$

Considerato inoltre valide le prove effettuate sulle murature mediante i martinetti piatti atti a valutare il modulo elastico, la tensione massima a rottura dell'elemento e la tensione di taglio dell'elemento stesso.

## CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### PARTE STORICA

Considerando le indagini effettuate sui pilastri in cemento armato che riportiamo sinteticamente:

Carote estratte

Elemento	Sigla	Rcil	Rck
Pilastri piano terra	C1	7,5	8,85
Pilastri piano terra	C2	4,5	5,31
Pilastri piano terra	C3	6,5	7,67

L'Rck risulta pari a 7,5 Mpa per tutte le parti tranne l'ultimo ampliamento

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck}$$

Inoltre il fattore FC è pari a 1,2 quindi:

$$f_{cd} = 0,83 \cdot R_{ck} \cdot 0,85 \cdot \frac{1}{1,5 \cdot 1,20} = 2,93 \text{ N/mm}^2$$

L'Rck risulta pari a 25,0 Mpa per l'ultimo ampliamento

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck}$$

Inoltre il fattore FC è pari a 1,2 quindi:

$$f_{cd} = 0,83 \cdot R_{ck} \cdot 0,85 \cdot \frac{1}{1,5 \cdot 1,20} = 9,79 \text{ N/mm}^2$$

Armatura FeB 22k per tutte le parti tranne l'ultimo ampliamento in base a saggi di prova

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

inoltre il fattore FC è pari a 1,2

$$f_{yd} = 2200 \frac{1}{1,15 \cdot 1,2} = 1600 \text{ daN / cm}^2$$

Armatura FeB 38k per l'ultimo ampliamento in base a saggi di prova

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

inoltre il fattore FC è pari a 1,2

$$f_{yd} = 3800 \frac{1}{1,15 \cdot 1,2} = 2750 \text{ daN / cm}^2$$

Acciaio tipo Fe 360

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

inoltre il fattore FC è pari a 1,2

$$f_{yd} = 2300 \frac{1}{1,05 \cdot 1,2} = 1800 \text{ daN / cm}^2$$

Muratura escluso ampliamento

Il Livello di conoscenza corrisponde a LC2 (fattore di confidenza pari a 1,20), anche se risultano presenti 2 risultati sperimentali su campioni.

Si considerano quindi:

-Resistenze medie dei relativi valori degli intervalli riportati in tabella C.8.A.2.1 della circolare 617 raffrontati con quelli delle relative prove, considerando di utilizzare i valori medi nel caso in cui gli esiti delle prove sperimentali siano dentro il range esaminato, i valori sperimentali mediati con quelli medi negli altri casi

-Moduli elastici medi dei valori riportati nella tabella suddetta raffrontato con gli esiti delle prove

- Incremento per giunti sottili pari a 1,5 dei valori indicati e per malta di buone caratteristiche pari a 1,5, solo per le resistenze a taglio e incremento dell'1,5 per giunti sottili per la muratura scala.

Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w
	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione 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 paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	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 squadrati	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

Quindi i valori tabellari sarebbero

E=15.000 daN/cm<sup>2</sup>

G=5.000 daN/cm<sup>2</sup>

f<sub>m</sub>=32 daN/cm<sup>2</sup>

Tauo=1,71 daN/cm<sup>2</sup>

Gli esiti delle prove effettuate sono i seguenti:

Zona di prova	Tensione di esercizio (daN/cm <sup>2</sup> )	Modulo elastico (daN/cm <sup>2</sup> )	Tensione di rottura (daN/cm <sup>2</sup> )	Taglio	Taglio 0
M1-T1	2,5	21.137	18,1	6,1	2,35
M2-T2	1,6	16.167	20,7	3,9	1,5
media	2,05	18.652	19,4	5	1,92

La tensione  $\tau_0$  sotto compressione nulla può essere ottenuta come

$$\tau_i = \tau_0 + m \cdot S_v$$

dove lo stato di compressione  $S_v$  presente nel provino al momento della prova deve essere stimato. Il coefficiente d'attrito  $m$  deve essere ipotizzato; studi di laboratorio hanno dimostrato che detto coefficiente varia tra 0,3 e 1,6 con valore medio di 1 e coefficiente di variazione compreso fra 30 e 50 %. Utilizzando un valore di 1,5 (a favore disicurezza) si ottengono i valori sopra riportati

Raffrontando i valori si considera quindi:

$$E = 15.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$G = 5.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_m = 26 \text{ daN/cm}^2 \text{ (pari alla media tra quello ottenuto in sito e quello ottenuto dalle tabelle)}$$

$$\tau_{00} = 1,8 \text{ daN/cm}^2$$

Si dovranno poi utilizzare i relativi parametri correttivi  $FC$  e  $\gamma_m$

Per la scala considerando i valori tabellari incrementati di 1,5 per giunti sottili e 1,5 per malta buona si ottiene:

Quindi i valori tabellari sarebbero

$$E = 15.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$G = 5.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_m = 48 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{00} = 1,71 \text{ daN/cm}^2$$

#### Muratura ampliamento

Il Livello di conoscenza corrisponde a LC2 (fattore di confidenza pari a 1,20), anche se risultano presenti 1 risultato sperimentale che non presenta le casistiche presenti nella tabella stessa.

Si considerano quindi:

-Resistenze medie dei relativi valori degli intervalli riportati in tabella C.8.A.2.1 della circolare 617 raffrontati con quelli delle relative prove, considerando di utilizzare i valori medi nel caso in cui gli esiti delle prove sperimentali siano dentro il range esaminato, i valori sperimentali mediati con quelli medi negli altri casi

-Moduli elastici medi dei valori riportati nella tabella suddetta raffrontato con gli esiti delle prove

- Incremento per giunti sottili pari a 1,5 dei valori indicati e per malta di buone caratteristiche pari a 1,5, (quest'ultima solo per le resistenze a taglio).

Quindi i valori tabellari sarebbero

$E=15.000 \text{ daN/cm}^2$

$G=5.000 \text{ daN/cm}^2$

$f_m=48 \text{ daN/cm}^2$

$\tau=1,71 \text{ daN/cm}^2$

Gli esiti delle prove effettuate sono i seguenti considerando per ricavare la  $\tau$  zero il coefficiente pari a 1,5 considerando inoltre che la malta presente è una malta di tipo cementizio quindi molto più resistente rispetto ad una malta di calce:

Zona di prova	Tensione di esercizio (daN/cm <sup>2</sup> )	Modulo elastico (daN/cm <sup>2</sup> )	Tensione di rottura (daN/cm <sup>2</sup> )
M3	10,6	55.637	43,1

Zona di prova	Tensione di esercizio stimata (daN/cm <sup>2</sup> )	Taglio	Taglio o
T3	2,7	14,0	9,5

Tensione in esercizio stimata

Peso parete:

$(1 \text{ mt} \times 4 + 1 \times 5,5) \text{ mt} \times 0,3 \times 1800 = 5400 \text{ daN}$

Peso sovraccarichi permanenti piano primo =  $388 \text{ daN/m}^2 \times 3 \times 1 = 1.164 \text{ daN}$

Peso sovraccarichi permanenti sottotetto =  $125 \text{ daN/m}^2 \times 3 \times 1 = 375 \text{ daN}$

Peso sovraccarichi permanenti copertura =  $148 \text{ daN/m}^2 \times 3 \times 1 = 444 \text{ daN}$

Quota parte peso cantonale centrale =  $148 \text{ daN/m}^2 \times 2 \times 2 = 592 \text{ daN}$

$N_{\text{totale}} = 8.000 \text{ daN}$

Area di impronta =  $100 \times 30 = 3000 \text{ cm}^2$

$N/A = 2,7 \text{ daN/cm}^2$

Considerata la notevole discrepanza ricavata tra i valori tabellari relativi al taglio e quelli ricavati in opera mediante prove si utilizza il valore tabellare con un'ulteriore coefficiente correttivo posto pari a 1,3

$E=35.300 \text{ daN/cm}^2$

$G=5000 \text{ daN/cm}^2$

$f_m=43 \text{ daN/cm}^2$

$\tau=2,2 \text{ daN/cm}^2$

Si dovranno poi utilizzare i relativi parametri correttivi  $FC$  e  $\gamma_m$

## PARTE PREFABBRICATA

Considerando le indagini effettuate sui pilastri in cemento armato che riportiamo sinteticamente:

Carote estratte

Elemento	Sigla	Rcil	Rck
Pilastrì	C5	31,5	37,17
Pilastrì	C6	40,5	47,79
Pilastrì	C9	36,5	43,07
Pilastrì	C10	48,0	56,64
Setti	C7	28,5	33,63
Setti	C8	25,0	29,5

L'Rck risulta pari a 45 Mpa per tutte le parti prefabbricate

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck}$$

Inoltre il fattore FC è pari a 1,2 quindi:

$$f_{cd} = 0,83 \cdot R_{ck} \cdot 0,85 \cdot \frac{1}{1,5 \cdot 1,20} = 17,63 \text{ N/mm}^2$$

L'Rck risulta pari a 30,0 Mpa per le parti gettate in opera

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck}$$

Inoltre il fattore FC è pari a 1,2 quindi:

$$f_{cd} = 0,83 \cdot R_{ck} \cdot 0,85 \cdot \frac{1}{1,5 \cdot 1,20} = 11,75 \text{ N/mm}^2$$

Armatura Feb 44k per tutte le parti

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$$

inoltre il fattore FC è pari a 1,2

$$f_{yd} = 4400 \frac{1}{1,15 \cdot 1,2} = 3190 \text{ daN/cm}^2$$

## P. RISULTATI SIGNIFICATIVI CONFRONTO STATO DI FATTO – STATO DI PROGETTO

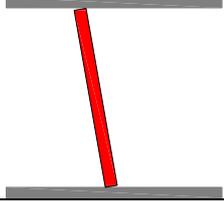
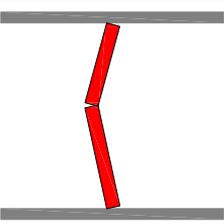
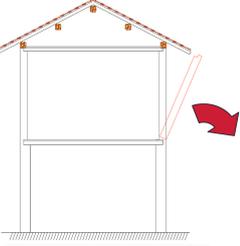
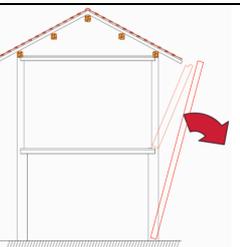
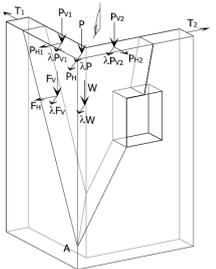
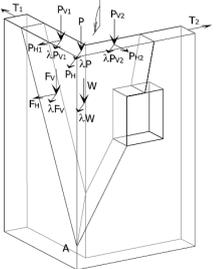
### PARTE STORICA

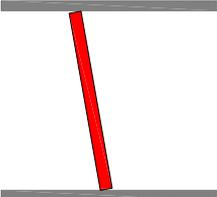
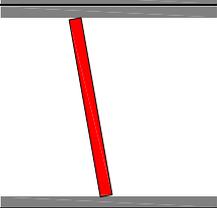
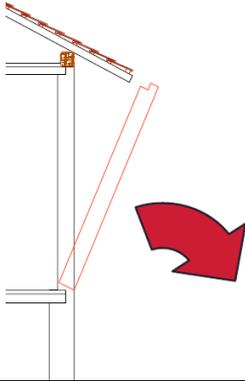
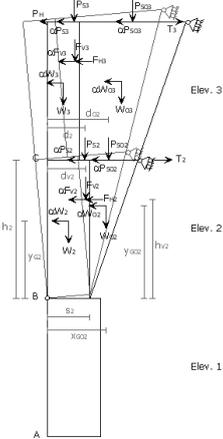
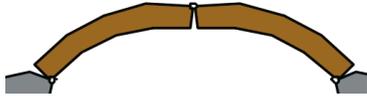
RIEPILOGO RAFFRONTO VERIFICHE E CONCLUSIONI SULLO STATO DI SICUREZZA IN  
CONDIZIONE STATICA SDF-SDP

	Flessione compressione (F.S.)	Verifica a Taglio (F.S.)	Verifica a def. (F.S.)	Note interventi
1. Travi c.a. SDF	0,93 (N.V.)	0,93 (N.V.)	Non effettuata	Intervento di consolidamento mediante aumento sezione e implementazione armatura
1. Travi in c.a. SDP	1,07 (V.)	1,06 (V.)	Non effettuata	
1. Pilastrini c.a. SDF	1,40–1,05–0,37 (N.V.)	Non effettuata	Non effettuata	Intervento di consolidamento mediante incamicatura
1. Pilastrini c.a. SDP	1,0 (V.)	Non effettuata	Non effettuata	
2. Solaio S1 SDF	0,68 (N.V.)	1,56 (V.)	Non effettuata	Intervento di consolidamento mediante cappa armata con connettori
2. Solaio S1 SDP	1,0 (V.)	1,37 (V.)		
3. Solaio S7 SDF	1,14 (V.)	2,05 (V.)	Non effettuata	Nessun intervento in quanto verificato allo SDF
4. Solaio S8 SDF	0,82 (N.V.)	1,08 (V.)	Non effettuata	Intervento di consolidamento mediante cappa armata con connettori
4. Solaio S8 SDP	1,39 (V.)	1,07 (V.)	Non effettuata	
5. Solaio S2 SDF	1,38 (V.)	Non effettuata	1,41 (V.)	Intervento di consolidamento mediante inserimento di lamiera greca e cappa con connettori
5. Solaio S2 SDP	1,16 (V.)	6,66 (V.)	4,00 (V.)	
5. Solaio S2 bis SDF	0,94 (N.V.)	Non effettuata	0,88 (N.V.)	Intervento di consolidamento mediante inserimento di lamiera greca e cappa con connettori
5. Solaio S2 bis SDP	1,09 (V.)	6,25 (V.)	2,77 (V.)	
5. Travi ferro	2,02 (V.)	Non effettuata	Non effettuata	Nessun intervento in quanto verificato allo SDF

	Compressione (F.S.)	Verifica a Taglio (F.S.)	Note interventi
6. Pilastrini portico SDF	1,83 (V.)	0,91 (N.V.)	Inserimento di catene per spinta archi portico
6. Pilastrini portico SDP	1,83 (V.)	1,61 (V.)	
7. Verifica Scala SDF	1,04 (V.)	Non effettuata	Scala consolidata perché al limite in condizione statica ma soprattutto non verificata in condizione dinamica

RAFFRONTO VERIFICHE E CONCLUSIONI SULLO STATO DI SICUREZZA DEI CINEMATISMI LOCALI TRA SDF-SDP

	Cinematismo	Verifica SDF (F.S.)	Verifica SDP (F.S.)	Note interventi
1. Verifica tamponature piano primo		0,13 NV	Impedito V	Sostituzione pareti in laterizio con pareti in cartongesso
2. Verifica tamponature in laterizio piano terra		0,52 NV	1,04 V	Consolidamento pareti mediante nastri in FRP
3. Verifica pareti portanti piano primo ali		0,30 NV	2,00 V	Realizzazione di impalcato rigido di sottotetto in sostituzione dell'attuale impalcato
4. Verifica pareti portanti piano terra – primo ali		0,61 NV	2,60 V	Realizzazione di impalcato rigido di sottotetto in sostituzione dell'attuale impalcato, e irrigidimento del solaio di piano primo
5. Verifica rottura cantonale pareti portanti piano primo ali		0,60 NV	4,79V	Realizzazione di impalcato rigido di sottotetto in sostituzione dell'attuale impalcato e inserimento di controvento metallico atto a ridurre le spinte della copertura
6. Verifica rottura cantonale pareti portanti piano primo corpo centrale		1,05 V	6,0 V	Realizzazione di impalcato rigido di sottotetto in sostituzione dell'attuale impalcato

<p>7. Verifica pareti colmo di sottotetto reggi copertura ali e corpo centrale</p>		<p>0,79 NV</p>	<p>1,06 V</p>	<p>Consolidamento pilastri in muratura mediante cerchiature metalliche</p>
<p>8. Verifica pareti portanti di sottotetto reggi copertura ali e corpo centrale</p>		<p>0,98 NV</p>	<p>1,10 V</p>	<p>Consolidamento pilastri in muratura mediante cerchiature metalliche</p>
<p>9. Verifica meccanismo di ribaltamento orizzontale di parete libera in sommità' soggetta al carico della copertura (ali)</p>		<p>0,25 NV</p>	<p>2,36 V</p>	<p>Realizzazione di impalcato rigido di sottotetto in sostituzione dell'attuale impalcato e inserimento di controvento metallico atto a ridurre le spinte della copertura</p>
<p>10. Verifica meccanismo di ribaltamento composto di cuneo diagonale delle pareti piano primo corpo centrale in corrispondenza del vano scala</p>		<p>0,68 NV</p>	<p>1,46 V</p>	<p>Realizzazione di impalcato rigido di sottotetto in sostituzione dell'attuale impalcato</p>
<p>11. Verifica meccanismo di formazione cerniere arco scala</p>		<p>0,778 NV</p>	<p>1,35 V</p>	<p>Consolidamento mediante inserimento di consolidamento intradossale inFRP</p>

RAFFRONTO VERIFICHE E CONCLUSIONI SULLO STATO DI SICUREZZA GLOBALE  
TRA SDF-SDP

Blocco	Analisi	SDF	SDP
1-2-3	Pushover	Alfa u = 0,55 <b>Non Verificato</b>	Alfa u 0,72 <b>Verificato</b>
	Modale	SLU 60% Presenza di elementi <b>non verificati</b> SLD 60% <b>Non verificato</b> (3,22>3,00)	SLU 60% Elementi <b>Verificati</b> SLD 60% <b>Verificato</b> (2,16<3,00)
4	Pushover	Alfa u = 0,65 <b>Verificato</b>	Alfa u 0,73 <b>Verificato</b>
	Modale	SLU 60% Presenza di elementi <b>non verificati</b> SLD 60% <b>Non verificato</b> (4,63>3,00)	SLU 60% Elementi <b>Verificati</b> SLD 60% <b>Verificato</b> (2,20<3,00)
5-6-7	Pushover	Alfa u = 0,54 <b>Non Verificato</b>	Alfa u 0,65 <b>Verificato</b>
	Modale	SLU 60% Presenza di elementi <b>non verificati</b> SLD 60% <b>Non verificato</b> (4,29>3,00)	SLU 60% Elementi <b>Verificati</b> SLD 60% <b>Verificato</b> (2,49<3,00)
8	Pushover	Alfa u = 0,56 <b>Non Verificato</b>	Alfa u 0,69 <b>Verificato</b>
	Modale	SLU 60% Presenza di elementi <b>non verificati</b> SLD 60% <b>Verificato</b> (2,3<3,00)	SLU 60% Elementi <b>Verificati</b> SLD 60% <b>Verificato</b> (2,01<3,00)
1-2-3-4-5-6-7-8	Modale	SLU 60% Presenza di elementi <b>non verificati</b> SLD 60% <b>Non verificato</b> (4,05>3,00)	SLU 60% Elementi <b>Verificati</b> SLD 60% <b>Verificato</b> (2,28<3,00)

### PARTE PREFABBRICATA

Blocco	Analisi	SDF
<b>E</b>	Modale	SLD 60% 4,79<10 Verificato
		SLU 60% Verificato
<b>D</b>	Modale	SLD 60% 2,32<10 Verificato
		SLU 60% Verificato

	SDF	SDP
<b>Tamponature piano terra</b>	FS 0,69 Non Verificato	1,12 Verificato
<b>Tamponature piano primo</b>	FS 0,43 Non verificato	1,03 Verificato
<b>Pareti prefabbricate</b>	Possibile	Impedito
<b>Sfilamento travi</b>	Possibile	Impedito

Nota: si evidenzia come risulti possibile il martellamento tra i due edifici, in particolare dall'analisi modale risulta uno spostamento in direzione x del fabbricato D pari a 0,6 – 0,7 cm mentre per quanto riguarda il fabbricato E tale spostamento si avvicina ai 3 cm.

Il giunto attualmente presente risulta di 5 cm quindi praticamente analogo al valore considerato, per accelerazioni quindi leggermente maggiori tale valore verrebbe superato ampiamente, generando martellamenti tra le strutture adiacenti, per tale motivo si ritiene di segnalare che per ovviare a tale inconveniente occorrerebbe pensare al posizionamento di idonei dissipatori viscoelastici, in grado di mantenere l'attuale giunto presente per funzioni di tipo termico, e rendendo invece in condizione sismica l'edificio solidale, tale presupposto però dovrà essere valutato nell'ambito di un successivo miglioramento / adeguamento della struttura, visto che comporterebbe una modifica degli attuali schemi di riferimento.