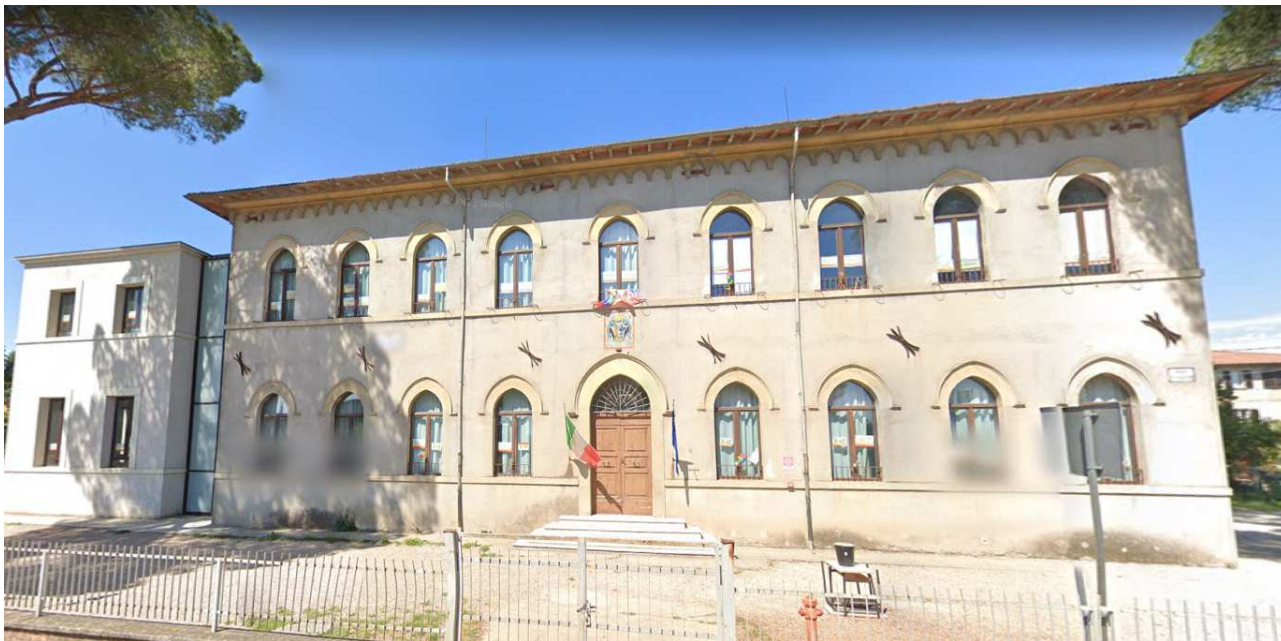


**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****INDICE**

<b>1</b>	<b>R 1.1 - ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE.....</b>	<b>3</b>
1.1	PREMESSA .....	3
1.2	DOCUMENTAZIONE ESISTENTE: .....	3
1.3	EVOLUZIONE STRUTTURALE DEL FABBRICATO:.....	4
1.4	CARATTERISTICHE DEL FABBRICATO.....	6
1.4.1	STATO DI CONSERVAZIONE DELLE FONDAZIONI .....	8
1.4.2	STATO DI CONSERVAZIONE DELLE PARETI .....	8
1.4.3	STATO DI CONSERVAZIONE DEI SOLAI .....	10
1.4.4	STATO DI CONSERVAZIONE SCALE.....	11
1.5	RELAZIONI SPECIALISTICHE SUI RISULTATI SPERIMENTALI .....	11
1.5.1	RELAZIONE GEOLOGICO GEOTECNICA .....	11
1.5.2	INDAGINI IN SITO SUL FABBRICATO PER L'ACQUISIZIONE DEL LIVELLO DI CONOSCENZA.....	12
1.6	VALUTAZIONE CRITICA DELLE RISULTANZE DELLE INDAGINI.....	13
1.6.1	ASPETTI SISMICAMENTE NEGATIVI LEGATI ALLA CARENZA DEI COLLEGAMENTI .....	13
1.6.2	ASPETTI SISMICAMENTE NEGATIVI LEGATI ALLA PRESENZA DI ELEMENTI NON STRUTTURALI .....	13
1.6.3	VALUTAZIONE CRITICA DELLE 'VULNERABILITA' LEGATE ALLO STATO FESSURATIVO .....	13
1.7	VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI SICUREZZA STATO DI FATTO .....	14
1.8	INTERVENTI PREVISTI A PROGETTO .....	15
1.8.1	INTERVENTI SULLE PARETI.....	15
1.8.2	REALIZZAZIONE NUOVA COPERTURA IN LEGNO.....	17
1.9	VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI SICUREZZA STATO DI PROGETTO.....	19
<b>2</b>	<b>R.1.2 – RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA CONCERNENTE LA "PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE"</b>	
	<b>DEL SITO DI COSTRUZIONE .....</b>	<b>21</b>
2.1	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA .....	21
2.1	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA .....	21
<b>3</b>	<b>R.1.3 - RELAZIONE SUI MATERIALI .....</b>	<b>23</b>
3.1	CARATTERISTICHE MATERIALI STRUTTURA ESISTENTE .....	23
3.2	CARATTERISTICHE MATERIALI NUOVA REALIZZAZIONE.....	25
3.2.1	CARPENTERIE METALLICHE .....	25
3.2.2	LEGNO LAMELLARE.....	26
3.2.3	PRODOTTI PER ANCORAGGI .....	27
3.2.4	CALCESTRUZZO .....	27
3.2.5	BARRE D'ARMATURA .....	27
<b>4</b>	<b>R.1.4 –SCHEMATIZZAZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE E CRITERI DI ANALISI E DI VERIFICA .....</b>	<b>28</b>
4.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	28
4.2	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SECONDO IL CAP. 8 DELL'NTC.....	28
4.3	CATEGORIA DI INTERVENTO: .....	28
4.4	CRITERI DI VERIFICA PER COSTRUZIONI IN MURATURA ESISTENTE (RIF. 8.7.1, C8.7.1 N.T.C. 2018) .....	29
4.5	DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA DI CALCOLO SISMICAD .....	29
4.6	DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA DI CALCOLO 3 MURI.....	30
<b>5</b>	<b>R1.5 – RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE .....</b>	<b>36</b>
5.1	AZIONI SULLA COSTRUZIONE.....	36
5.1.1	COMBINAZIONE DELLE AZIONI .....	36

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

5.1.2	CARICHI STATICI.....	37
5.2	ANALISI DI REGOLARITA' .....	40
5.3	VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' STATICA FINALIZZATA ALL'ANALISI SISMICA.....	41
5.4	VERIFICA MECCANISMI LOCALI STATO DI FATTO (C8.7.1.6 NTC) .....	45
	DETERMINAZIONE TIRO CATENA.....	47
5.5	PRESENZA DI ELEMENTI COSTRUTTIVI SENZA FUNZIONE STRUTTURALE SISMICAMENTE RILEVANTI.....	55
5.6	SCHEMATIZZAZIONI E DEFINIZIONE DEL MODELLO PER L'ANALISI GLOBALE DELLA STRUTTURA .....	58
<b>6</b>	<b>R1.6 – RELAZIONE DI CALCOLO COPERTURA NUOVA REALIZZAZIONE .....</b>	<b>86</b>
6.1	PROGETTO DEGLI INTERVENTI.....	86
6.2	VERIFICA NUOVI SOLAI DI SOTTOTETTO E COPERTURA.....	87
6.3	AZIONI SULLA COSTRUZIONE.....	88
6.3.1	CARICHI STATICI.....	88
6.4	RISULTATI MODELLAZIONE COPERTURA .....	89
6.4.1	SOLLECITAZIONI IN COMBINAZIONI SLU .....	91
6.5	VERIFICHE TRAVI IN LEGNO COPERTURA.....	93
6.5.1	CANTONALE 20X36 .....	93
6.5.2	TRAVE 20X36 .....	95
6.5.3	CAPRIATE .....	97
6.5.4	TRAVETTO 16X20 L=5,50 m.....	102
6.6	VERIFICA SOLAIO SOTTOTETTO .....	104
6.6.1	TRAVEI 14X20 L=360.....	104
6.6.2	TAVOLATO SOLAIO SOTTOTETTO.....	105
6.7	VERIFICA COLLEGAMENTI .....	107
6.7.1	COLLEGAMENTO L1: TRAVETTI DI COPERTURA CANTONALI .....	107
6.7.2	COLLEGAMENTO L2: TRAVETTI DI COPERTURA TRAVI .....	107
6.7.3	COLLEGAMENTO L4: RINFORZO APPOGGIO CANTONALI.....	108
6.7.4	COLLEGAMENTO L3 (TRAVETTO 16X20) .....	110
6.7.5	COLLEGAMENTO C3.1: RINFORZO APPOGGIO TRAVE CAPRIATA TIPO 1 .....	111
6.7.6	COLLEGAMENTO L5.a: COLLEGAMENTO TRAVE CANTONALI .....	112
6.7.7	COLLEGAMENTO C1 CAPRIATE.....	113
6.7.8	VERIFICA PARAPETTO .....	120
<b>7</b>	<b>R.1.7- RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI .....</b>	<b>123</b>
<b>8</b>	<b>R.1.8 – PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE .....</b>	<b>124</b>

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****1 R 1.1 - ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE****1.1 PREMESSA**

L'elaborato in oggetto consiste nella Relazione di Calcolo Strutturale sismica (ai sensi del punto 8.4.2. del DM 17 Gennaio 2018) del fabbricato sede della Scuola Primaria, ubicato in Via Dante Alighieri, frazione Sant'Angelo di Celle, Comune di Deruta. Il progetto è stato sviluppato sulla base delle indicazioni del Progetto di fattibilità predisposto da Ing. Umberto Tassi per il Comune di Deruta ed emesso in data 06/06/2018. L'elaborato contiene la relazione di calcolo degli interventi di miglioramento ai sensi de punto 8.4.2. del DM infrastrutture del 17 gennaio 18.

Il fabbricato in oggetto risale ai primi del 1900 e si sviluppa su due piani: rialzato e primo entrambe destinati ad uso scolastico. Il fabbricato presenta struttura in muratura portante, solai in putrelle e pignatte e copertura a falde inclinate con struttura in laterocemento e travetti Varese. La facciata principale presenta caratteristiche architettoniche, modanature, cornici, cornicioni e inferriate da preservare.

L'edificio rientra all'interno dei "Giardini Carducci" nell'ambito dei beni paesaggistici di interesse pubblico ai sensi del art. 136 DEL DLGS 42/2004 e s.m.i. In data 29.11.2022 è stato rilasciato dalla Direzione generale archeologica belle arti e paesaggio soprintendenza archeologica belle arti e paesaggio dell'Umbria il parere favorevole Prot. n. 23485. Questo elaborato recepisce le prescrizioni riportate nella suddetta autorizzazione.

**1.2 DOCUMENTAZIONE ESISTENTE:**

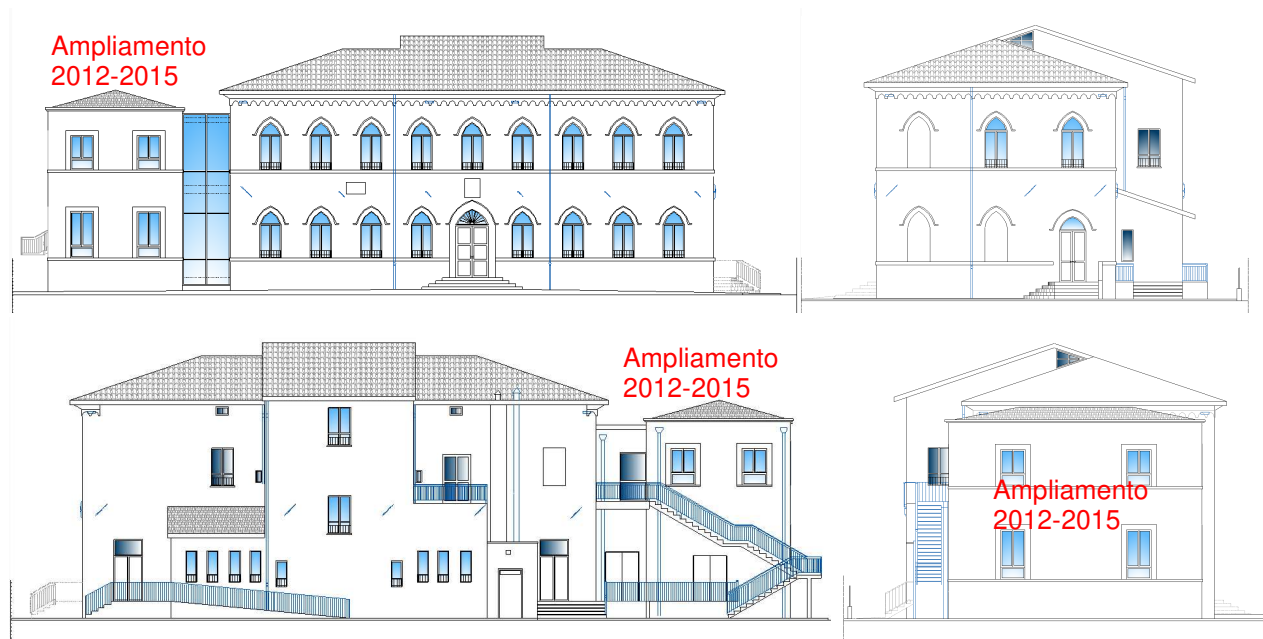
Il Committente ha fornito la seguente documentazione:

- Verifica di Vulnerabilità Sismica di Livello 2 (LC2) redatta dall'Ing. Umberto Tassi nel 2019 e allegati.
- Indagini sperimentali (Rapp. Prova 18/2019-13) redatto dal Laboratorio Istedil nel 2019
- Relazione Geologico Geotecnica redatta dal Dott. Geologo Sforza Simone nel 2012 allegata al progetto di Ampliamento fabbricato scolastico adiacente;
- Aggiornamento Relazione Geologico Geotecnica redatta dal Dott. Geologo Sforza Simone nel 2012 allegata all'Analisi di Vulnerabilità del 2019;
- Indagini specialistiche sui solai del fabbricato redatto dal Laboratorio Tecnoindagini s.r.l. e dall'Ing. Marco Gallotta nel 2021;
- Studio di Fattibilità per il Miglioramento sismico del fabbricato redatto dall'Ing. Umberto Tassi nel 2018-2021 e allegati.

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****1.3 EVOLUZIONE STRUTTURALE DEL FABBRICATO:**

L'edificio scolastico di Sant'Angelo di Celle è una costruzione realizzata in muratura ordinaria tradizionale, composta da un unico corpo di fabbrica del tutto simile agli altri edifici scolastici esistenti nel Comune di Deruta e Comuni limitrofi. E' ubicato in prossimità del centro abitato di Sant'Angelo subito dopo il bivio con la strada statale "Marsicanese" lungo via Dante Alighieri.

Il fabbricato in oggetto risale ai primi del 1900 con un'architettura tipica di quel periodo caratterizzata da altezze d'interpiano superiori a 4,00 m, ampie finestre ad arco a tutto sesto, servizi caratterizzati da piccole finestrate postate ai lati corti, corpo scale centrato rispetto al lato di maggior lunghezza e decentrato completamente rispetto al lato corto, corridoio centrale di smistamento.

*Prospetti Esterni Stato di Fatto*

Nel corso degli anni il fabbricato ha subito diversi interventi di seguito brevemente riassunti. Alla fine degli anni 70 e all'inizio degli anni ottanta sono stati eseguiti lavori di rifacimento del tetto del fabbricato che hanno comportato la demolizione del tetto esistente (molto probabilmente in legno) e la realizzazione di un tetto a falde con solaio in laterocemento con travetti tipo Varese e tavelloni. L'intervento ha comportato la modifica delle falde in prossimità del vano scale e la realizzazione di una rampa in c.a. per l'accesso al solaio di sottotetto. Tra gli interventi si segnala la realizzazione di un telaio in c.a. nel muro di spina al piano primo e l'edificazione del corpo Centrale Termica esterna al fabbricato.

*Interventi 78-81 Copertura in tavelloni e travetti varesi.*



**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

Nel 1981 il solaio d'interpiano è stato oggetto di collaudo da parte dell'Ing. Giuseppe Tosti con una prova di carico con risultati soddisfacenti. Le murature che costituiscono la struttura portante alla fine degli anni settanta ed inizio degli anni ottanta sono state consolidate mediante intonaco cementizio sia interno che esterno.

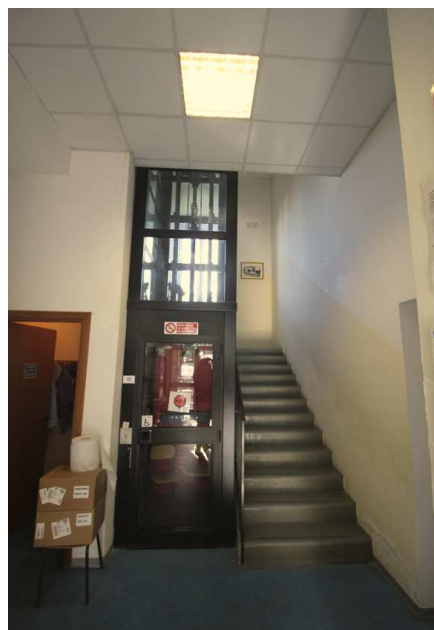
Nel 2002 l'edificio è stato oggetto di un intervento di ristrutturazione ed adeguamento alle norme di sicurezza e abbattimento delle barriere architettoniche. Si è trattato, altresì, di un intervento di miglioramento sismico generalizzato che ha previsto:

- lo svuotamento parziale del pacchetto del piano rialzato con la costituzione di una soletta di 10 cm armata con rete e spezzoni inseriti sulle murature del piano per dare una solida base di appoggio e di fatto incatenare tutte le murature portanti al piano terra per sopperire alla mancanza di cordoli alla stessa quota;
- l'inserimento di tiranti metallici al piano primo per aumentare l'effetto "scatola" dell'edificio;
- realizzazione di pareti armate in corrispondenza dei setti verticali del vano scale;
- inserimento di una nuova parete portante con relativa fondazione e predisposizione di un ulteriore corpo fondale per future realizzazioni di pareti di controventamento;
- è stata eseguita, a distanza di 20 anni, un'ulteriore prova di carico, che ha dato risultati soddisfacenti, tramite carichi puntuali equivalenti trasmessi da martinetti oleodinamici collegati ad una centralina di carico;
- La realizzazione di un vano ascensore nella zona del vano scale, giuntato dal fabbricato esistente, con struttura in carpenteria metallica,

Nel 2012-2015, è stato realizzato in adiacenza un nuovo fabbricato scolastico di ampliamento, comunicante con l'esistente e giuntato allo stesso.



*Ampliamento 2012*



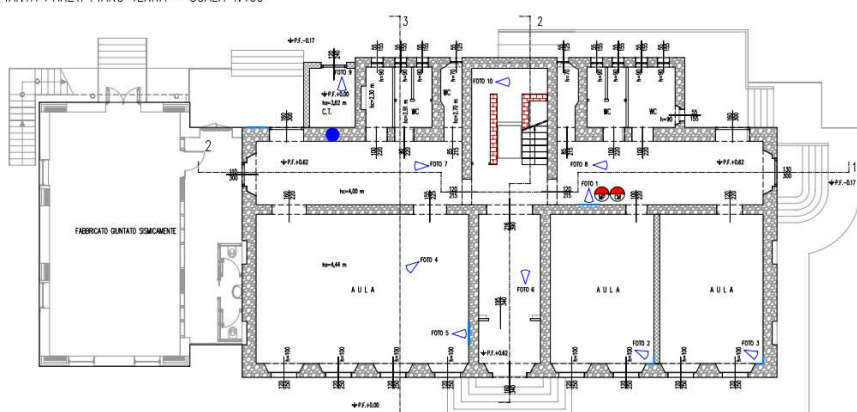
*Vano ascensore interno*

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****1.4 CARATTERISTICHE DEL FABBRICATO**

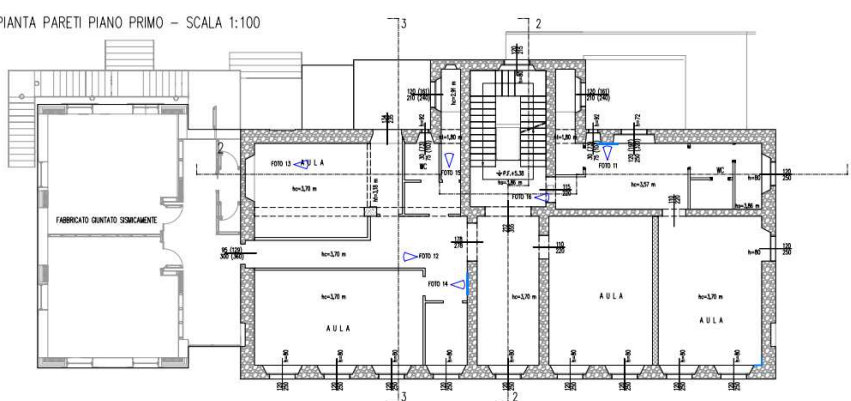
Il fabbricato, ad uso scolastico, è stato realizzato nei primi anni del secolo scorso e risponde a criteri edilizi molto frequenti nel periodo con tecnologia di buon livello. A livello strutturale il fabbricato è caratterizzato da:

- Due piani fuori terra;
- Struttura portante in muratura in conci di pietra arenarie con nucleo interno e mattoni pieni nel sottotetto;
- Solaio di piano terra rialzato di circa 80 cm rispetto al terreno esterno ed è costituito da un vespaio in ciottoli sovrastato da una soletta in c.a. sp. 10 cm collegata alle pareti.
- Solai strutturali di primo e secondo livello caratterizzato da putrelle e pignatte in laterizio;
- Scale in c.a. realizzate con gradini vincolati alle pareti laterali (PT-P1) e realizzate con rampe in c.a. (P1-P2);
- Solaio di copertura realizzato con struttura portante (travi di colmo, travi trasversali) in c.a., travetti varesi e tavelloni;
- Catene al primo e secondo livello per il contenimento delle pareti;
- Assenza di cordoli;
- Presenza di piattabande in muratura in prossimità delle finestre "ad arco", presenza di architravi in c.a. e in carpenteria per le aperture interne;
- Presenza di fondazioni in muratura realizzate secondo le tecniche dell'epoca;

PIANTA PARETI PIANO TERRA - SCALA 1:100

**INDAGINI STATO DI FATTO - PIANTE PARETI PIANO TERRA**

PIANTA PARETI PIANO PRIMO - SCALA 1:100

**INDAGINI STATO DI FATTO - PIANTE PARETI PIANO PRIMO**

## LEGENDA PARETI:


## LEGENDA INDAGINI SPECIALISTICHE:


RIF. RELAZIONI TECNICHE LABORATORIO ISTEIL

## LEGENDA PARETI:


## LEGENDA INDAGINI SPECIALISTICHE:


RIF. RELAZIONI TECNICHE LABORATORIO ISTEIL

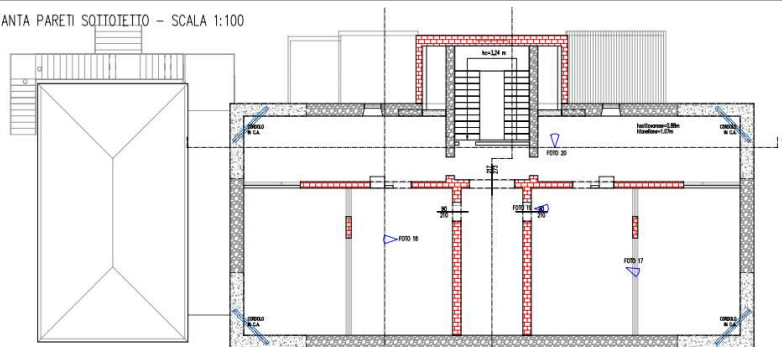


COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

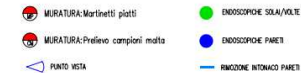
PIANTA PARETI SOTTOTETTO - SCALA 1:100



LEGENDA PARETI:



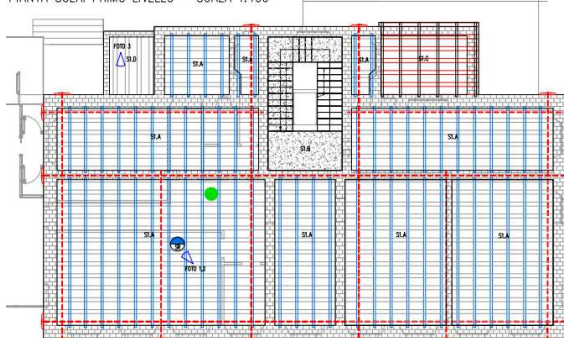
LEGENDA INDAGINI SPECIALISTICHE:



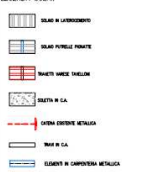
REF. RELAZIONI TECNICHE LABORATORIO ISTEEL

INDAGINI STATO DI FATTO - PIANTE PARETI SOTTOTETTO

PIANTA SOLAI PRIMO LIVELLO - SCALA 1:100



LEGENDA SOLAI:



LEGENDA INDAGINI SPECIALISTICHE:

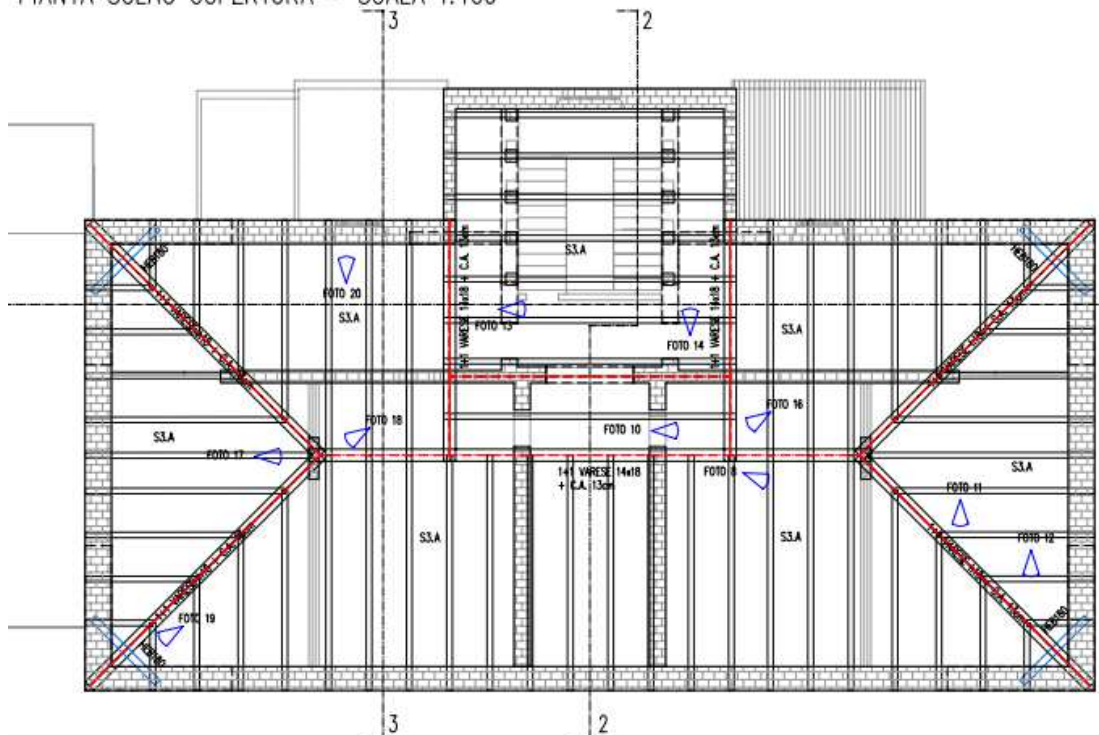


PIANTA SOLAI SECONDO LIVELLO - SCALA 1:100



INDAGINI STATO DI FATTO - PIANTE SOLAI LIVELLO 1 E 2

PIANTA SOLAI COPERTURA - SCALA 1:100



LEGENDA SOLAI:



INDAGINI STATO DI FATTO - PIANTE STRUTTURA DI COPERTURA



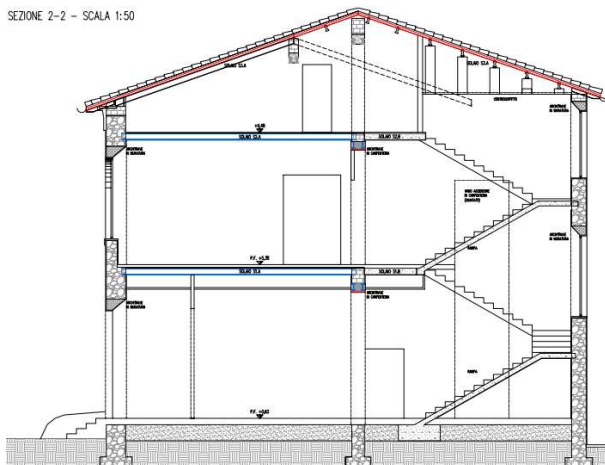


COMUNE DI DERUTA

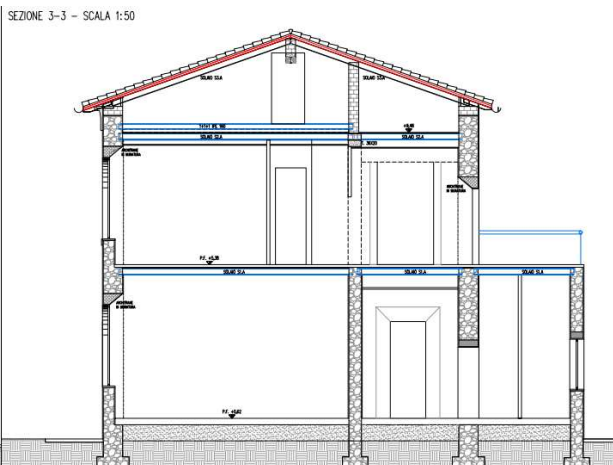
MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

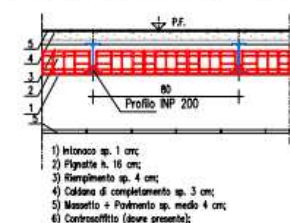
SEZIONE 2-2 - SCALA 1:50



SEZIONE 3-3 - SCALA 1:50

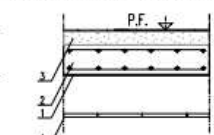


1-A SOLAIO PIANO PRIMO ESISTENTE Scala 1:25



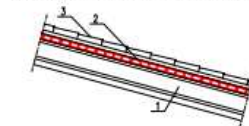
- 1) Intonaco sp. 1 cm;
- 2) Pignone h. 16 cm;
- 3) Riempimento sp. 4 cm;
- 4) Caldana di completamento sp. 3 cm;
- 5) Massetto + Pavimento sp. medio 4 cm;
- 6) Controsoffitto (dove presente);

1-B SOLAIO PIANO PRIMO ESISTENTE Scala 1:25



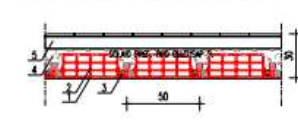
- 1) Intonaco sp. 1 cm;
- 2) Soletta piena h. 20 cm;
- 3) Massetto + Pavimento sp. medio 10 cm;
- 4) Controsoffitto (dove presente);

1-C SOLAIO PIANO PRIMO ESISTENTE Scala 1:25



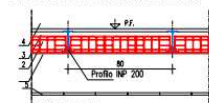
- 1) Travetto tipo "Varesse" int. 100cm;
- 2) Tavoloni in laterizio;
- 3) Tegole;
- 4) Controsoffitto (dove presente);

1-D SOLAIO PIANO PRIMO ESISTENTE Scala 1:25



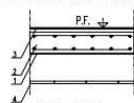
- 1) Intonaco sp. 1 cm;
- 2) Pignone h. 16 cm;
- 3) Travetto prefabbricato precompresso 12x8 cm;
- 4) Caldana in c.a. sp. 4 cm;
- 5) Massetto + Pavimento sp. medio 10 cm;
- 6) Controsoffitto (dove presente);

2-A SOLAIO PIANO PRIMO ESISTENTE Scala 1:25



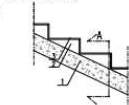
- 1) Intonaco sp. 1 cm;
- 2) Pignone h. 16 cm;
- 3) Riempimento sp. 4 cm;
- 4) Caldana di completamento sp. 3 cm;
- 5) Massetto + Pavimento sp. medio 4 cm;
- 6) Controsoffitto (dove presente);

2-B SOLAIO PIANO PRIMO ESISTENTE Scala 1:25



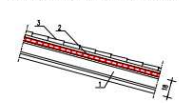
- 1) Intonaco sp. 1 cm;
- 2) Soletta piena h. 20 cm;
- 3) Massetto + Pavimento sp. medio 4 cm;
- 4) Controsoffitto (dove presente);

RAMPA Scala 1:25



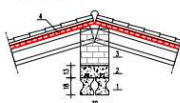
- 1) Soletta in cemento armato sp. 15 cm;
- 2) Gradino in cemento;
- 3) Rivestimento in gomma;

3-A SOLAIO COPERTURA ESISTENTE Scala 1:25



- 1) Travetto tipo "Varesse" 14x18 int. 100cm;
- 2) Tavoloni in laterizio;
- 3) Tegole;

TRAVE DI COLMO



- 1) Travetti tipo "Varesse" 14x18;
- 2) Getto in c.a. sp. 13cm;
- 3) Muratura mattoni pieni;
- 4) Solido di copertura;

### INDAGINI STATO DI FATTO – SEZIONI PARTICOLARI SOLAI

#### 1.4.1 STATO DI CONSERVAZIONE DELLE FONDAZIONI

Il Fabbricato è caratterizzato da fondazioni continue in pietra, di sezione maggiore rispetto alla muratura sovrastante, con piano di posa approfondito rispetto al piano terra esterno. Il Solaio di piano terra rialzato di circa 80 cm rispetto al terreno esterno ed è costituito da un vespaio in ciottoli sovrastato da una soletta in c.a. sp. 10 cm collegata alle pareti.

#### 1.4.2 STATO DI CONSERVAZIONE DELLE PARETI

Dai vari sopralluoghi si è potuto osservare come le pareti del fabbricato siano caratterizzate da tre differenti tipologie murarie:

- Muratura a conci sbozzati e nucleo interno (pareti fabbricato originario);
- Muratura a mattoni pieni e malta di calce (sottotetto-interventi rifacimento tetto)
- Muratura in blocchi laterizi semipieni (setti piano terra piano primo interventi 2022)

Attraverso una serie di saggi ispettivi è stato possibile determinare le seguenti informazioni:

- Le pareti realizzate in mattoni pieni e malta di calce risultano mediamente ammassate.



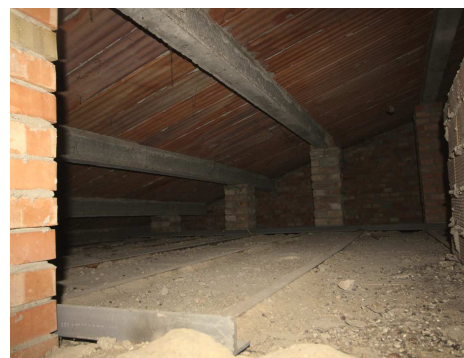


## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI



*Verifica Ammorsature pareti*

- I lavori di rifacimento del tetto hanno comportato la realizzazione di catene in acciaio, cordoli in c.a. e pareti in muratura in mattoni pieni che presentano problematiche legate all'eccessiva snellezza (colonne zona vano scale). L'intervento dal punto di vista del comportamento antisismico meno efficace è rappresentato dalla realizzazione di muri in falso (portati da profili metallici) sul quale convergono i cantonali e le travi di colmo.



*Interveniti rifacimento tetto*

- Si segnala la presenza di piattabande in muratura in prossimità delle finestre "ad arco", presenza di architravi in c.a. e in carpenteria per le aperture interne;
- Si segnala la presenza di lesioni non passanti localizzate sugli intonaci esterni in prossimità delle catene e in prossimità di alcune aperture, localizzate, in corrispondenza di alcuni architravi nelle pareti perimetrali.
- Gli intonaci esterni risultano in buona parte soggetti a degrado. Tale fenomeno è dovuto al danneggiamento del sistema di scolo delle acque (gronde, pluviali e pozzetti) e a fenomeni di umidità di risalita.



*Stato di degrado*

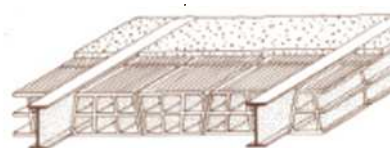


## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

### 1.4.3 STATO DI CONSERVAZIONE DEI SOLAI

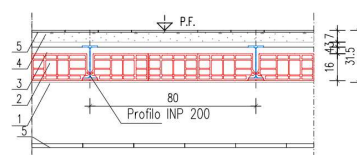
Nel 2021 l'Ing. Marco Gallotta insieme al laboratorio Tecnoindagini srl hanno condotto una serie di saggi e di indagini per verificare la conformità statica dei solai e dei controsoffitti del fabbricato. Da queste indagini è stato possibile determinare la stratigrafia e il rilievo strutturale dei solai esistenti.

- SOLAI DI PRIMO LIVELLO E SECONDO LIVELLO:** I solai sono realizzati con putrelle IPN 200 a interasse medio di 0,80 m intervallate da pignatte in laterizio, soletta di riempimento in alleggerito, caldana di completamento realizzato secondo le tecniche costruttive dell'epoca. In particolare sono presenti due volterrane a trapezio rettangolo appoggiate sulle ali ed un blocco centrale di chiusura posizionato in appoggio sui lati inclinati dei blocchi laterali. Per mantenere i blocchi in sito evitando che i blocchi laterali possano ruotare viene fatto un getto di rinfiacco in calcestruzzo alleggerito all'estradosso dei blocchi in laterizio in modo da portare il pannello a contrasto sull'ala superiore del profilato. Il getto di rinfiacco non prevede armatura metallica.



Particolare Solai primo livello

1-A SOLAIO PIANO PRIMO ESISTENTE Scala 1:25



- 1) Intonaco sp. 1 cm;
- 2) Pignatte h. 16 cm;
- 3) Riempimento sp. 4 cm;
- 4) Caldana di completamento sp. 3 cm;
- 5) Massello + Pavimento sp. medio 4 cm;
- 6) Controsoffitto (dove presente);

- SOLAIO DI COPERTURA:** Il solaio di copertura caratterizzato da struttura portante (travi di colmo, travi trasversali) in c.a., travetti varesi e tavelloni. Il solaio, realizzato nei primi anni 80 in sostituzione della vecchia copertura in legno si presenta globalmente in un buono stato di conservazione. Le travi di colmo in c.a. poggiano direttamente sopra le pareti in muratura in falso.



Particolare Solai copertura

- INFILTRAZIONI SOLAI PRIMO LIVELLO:** Alcuni solai al primo livello sono soggetti a fenomeni di infiltrazione principalmente dovuti allo stato di degrado del sistema di smaltimento delle acque meteoriche (canali di gronda e pluviali tappati o danneggiati). Tali fenomeni si manifestano nei solai al primo livello adiacenti al corpo scale. Tali fenomeni hanno determinato il distacco di tinte e la macchiature dei pannelli di cartongesso sottostanti.



Infiltrazioni solai primo livello



**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****1.4.4 STATO DI CONSERVAZIONE SCALE**

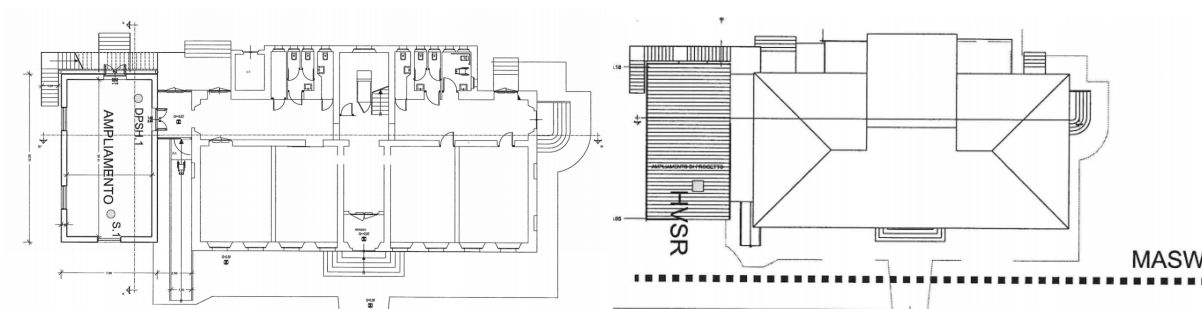
Le scale tra il piano terra e il piano primo sono costituite da tre rampe in c.a. vincolate alle pareti laterali. Le scale tra il piano primo e il piano secondo sono realizzate con rampe in c.a.. I pianerottoli sono realizzati con solette in c.a.. Le rampe si presentano in buono stato di conservazione.

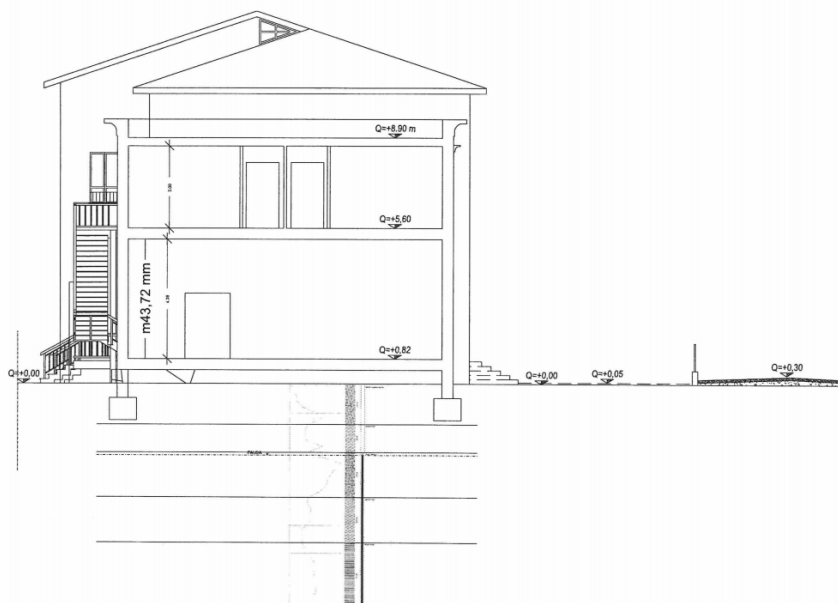
*Particolare Scale***1.5 RELAZIONI SPECIALISTICHE SUI RISULTATI SPERIMENTALI****1.5.1 RELAZIONE GEOLOGICO GEOTECNICA**

In allegato si riportano alcune considerazioni della Relazione Geologico Geotecnica redatta dal Dott. Geologo Oberdan Drappelli.

Per la realizzazione e la stesura della relazione si è reso opportuno eseguire una prova penetrometrica dinamica (DPSH 1), un sondaggio a distruzione (S1), un rilievo piezometrico.

Uno sguardo complessivo alle risultanze evidenzia la presenza di terreni prevalentemente di riporto/alterati fino a circa 1,4 m dal piano di campagna attuale, seguono depositi alluvionali terrazzati e sabbie limose debolmente ghiaiose fino a circa 2,40 m dal piano di campagna. Tra circa -2,4 m e -4,0 m si segnala la presenza di depositi alluvionali a prevalente componente ghiaio-sabbiosa parzialmente in falda freatica. Da circa -4,0 m a -5,6 m dal piano di campagna si rinvergono depositi alluvionali costituito da sabbie e sabbie debolmente sabbiose. Tale livello risulta poco compressibile e poggia direttamente su un sottostante basamento argillo-limoso villafranchiano. Al disotto dei depositi alluvionali è presente un basamento fluvio-lacustre del villafranchiano costituito da prevalenti argille limose azzurre compatte e leggermente sovraconsolidate. Il basamento Marnoso arenaceo risulta collocato a notevoli profondità non interferenti con le opere in progetto.



**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI***Localizzazione delle indagini geologiche*

Il livello dell'acqua, misurato all'intervento dei fori penetrometrici, si attestava alla profondità di 2,5 m dal piano di campagna potendo raggiungere circa 1,5 m dal piano di campagna.

Il valore di Vs30 viene di seguito calcolato attraverso una serie di prove:

- 1 prova sismica HVSR;
- 1 prova sismica HVSR /MASW;

Il valore di Vs30 calcolato risulta: Vs30 = 493 m/s e quindi la Categoria di suolo è B.

La liquefazione non è un fenomeno atteso per il sito indagato.

L'area può essere classificata nella categoria T1 (Coeff. di amplificazione legati alle condizioni topografiche del sito)

### 1.5.2 INDAGINI IN SITO SUL FABBRICATO PER L'ACQUISIZIONE DEL LIVELLO DI CONOSCENZA

Le indagini in sito fanno riferimento agli elaborati:

- Verifica di Vulnerabilità Sismica di Livello 2 (LC2) redatta dall'Ing. Umberto Tassi nel 2019 e allegati.
- Indagini sperimentali (Rapp. Prova 18/2019-13) redatto dal Laboratorio Istedil nel 2019

Le analisi effettuate consistono in appositi saggi anche di tipo distruttivo. I risultati delle indagini, per l'approfondimento della geometria strutturale, per la ricerca dei particolari costruttivi, sono riportate negli elaborati allegati alla relazione così nominati:

- SF.01- INDAGINI-RILIEVO STATO DI FATTO
- SF.01- INDAGINI STATO DI FATTO - PIANTE PARETI
- SF.02- INDAGINI STATO DI FATTO - PIANTE SOLAI - ABACO SOLAI
- SF.03- INDAGINI STATO DI FATTO - SEZIONI STRUTTURALI
- SF.04- INDAGINI STATO DI FATTO - PLANIMETRIA GENERALE - PROSPETTI - QUADRO DEGRADO
- ANALISI DIAGNOSTICHE INDAGINI INTRADOSSI SOLAI (Ing. Marco Gallotta, laboratorio Tecnoindagini srl)

Tali elaborati che costituiscono di fatto un rilievo strutturale del fabbricato contengono tutte le informazioni raccolte durante i diversi sopralluoghi (saggi stratigrafici, prove non distruttive, rimozione di intonaci per la verifica dell'organizzazione muraria, ubicazione delle prove in sito, documentazione fotografica ecc..) e raccolgono tutte le informazioni che consentono di raggiungere un livello di indagini limitate così come definito al punto C8.5.4 delle N.T.C.2018.





---

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

---

**1.6 VALUTAZIONE CRITICA DELLE RISULTANZE DELLE INDAGINI**

L'obiettivo è quello di indicare tutti gli aspetti sismicamente "negativi" che, a prescindere da qualsiasi calcolo numerico condotto sul modello globale dell'edificio possano influenzare il comportamento sismico d'insieme e dunque pregiudicare la validità dei risultati.

**1.6.1 ASPETTI SISMICAMENTE NEGATIVI LEGATI ALLA CARENZA DEI COLLEGAMENTI**

Nei sopralluoghi effettuati si sono osservate le seguenti situazioni:

- Le pareti principali del fabbricato sono realizzate in muratura a conci sbazzati e nucleo interno secondo le tecniche dell'epoca. Il nucleo di tali pareti può essere caratterizzato da materiale di riempimento scadente o da cavità. L'indagine endoscopica eseguita sembra escludere questa seconda evenienza (Rif. Prova endoscopica E2, sp. riempimento 13 cm di buona consistenza). Tali pareti sotto sisma possono essere soggette ad espulsioni localizzate dei due paramenti esterni in pietra.
- Il fabbricato è caratterizzato dall'assenza di cordoli di interpiano e in copertura.
- I lavori di rifacimento del tetto hanno comportato la realizzazione di catene in acciaio, cordoli in c.a. non continui e pareti in muratura in mattoni pieni che presentano problematiche legate all'eccessiva snellezza (colonne zona vano scale). L'intervento dal punto di vista del comportamento antisismico meno efficace è rappresentato dalla realizzazione di muri in falso (portati da profili metallici) sul quale convergono i cantonali e le travi di colmo.
- Si segnala l'assenza di adeguati collegamenti tra gli elementi portanti della copertura (travi in c.a., cantonali in travetti tipo Varese). I collegamenti tra i travetti e le travi in c.a. presentano uno schema statico di semplice appoggio e possono essere soggetti a fenomeni di sfilamento. Le travi di colmo e i cantonali poggiano direttamente sopra muri in falso in muratura. Anche in questo caso lo schema statico di semplice appoggio può determinare crolli localizzati come lo sfilamento della trave di colmo o come il ribaltamento del muro di timpano sotto la spinta del manufatto stesso. I travetti di copertura e i cantonali sono stati realizzati con travetti prefabbricati tipo Varese. Il collegamento tra questi elementi e i muri avviene, anche in questo caso, in semplice appoggio. Per migliorare la connessione dei travetti è stato realizzato un getto di calcestruzzo non armato sull'estradosso del cantonale.
- I solai sono caratterizzati da un comportamento "deformabile";
- Il susseguirsi di interventi di carattere impiantistico che hanno interessato il fabbricato nella sua storia centenaria ha determinato il rimaneggiamento di alcune pareti dovuto alle necessità impiantistiche. La presenza di alcune aperture in breccia realizzate per il passaggio delle tubazioni o di canne fumarie può risultare un elemento di vulnerabilità per le pareti stesse in quanto contribuiscono ad interrompere la continuità all'interno della parete stessa. Si consiglia, nei casi di aperture consistenti, di ripristinare con tecniche di scuci e cucì la continuità delle stesse e di realizzare attorno all'apertura una cerchiatura metallica.

**1.6.2 ASPETTI SISMICAMENTE NEGATIVI LEGATI ALLA PRESENZA DI ELEMENTI NON STRUTTURALI**

Nel fabbricato in questione sono presenti alcuni elementi classificabili come elementi non strutturali in quanto non assolvono alla funzione di portare carico. Il danneggiamento di tali elementi può comunque provocare danni a persone. Tali situazioni si possono riassumere nei seguenti punti:

- All'interno del fabbricato si segnala la presenza di pareti interne in mattoni pieni a una testa o in mattoni forati aventi la sola funzione di elementi divisorii verticali non ammassate alla struttura portante. Il danneggiamento di tali elementi, caratterizzati da un'elevata snellezza, può comunque provocare danni a persone.

**1.6.3 VALUTAZIONE CRITICA DELLE VULNERABILITÀ LEGATE ALLO STATO FESSURATIVO**

Si segnala la presenza di lesioni superficiali in prossimità delle aperture. Tali lesioni possono essere dovute alla presenza di cedimenti differenziali e alla presenza di architravi in muratura.

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****1.7 VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI SICUREZZA STATO DI FATTO**

Con l'utilizzo delle vecchie norme sismiche (OPCM 3431 e DM05), un obiettivo da perseguire nell'affrontare la valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio esistente era la definizione dei livelli di accelerazione al suolo, corrispondenti agli stati limite sottoposti a verifica definiti dalle norme tecniche, e dei loro rapporti con le accelerazioni attese. Si deve tener presente però che con il DM08 è sostanzialmente cambiata la definizione dell'input sismico, per cui tali indicatori non sono più sufficienti a descrivere compiutamente il rapporto fra le azioni sismiche. Tuttavia esso continua a rappresentare una "scala di percezione" del rischio, nei confronti della quale si è maturata una certa affinità. Per questi motivi viene introdotto anche il rapporto tra i periodi di ritorno di Capacità ( $T_{R,C}$ ) e di Domanda ( $T_{R,D}$ ) i quali, per non restituire valori fuori scala rispetto a quelli ottenibili col rapporto fra le accelerazioni, va elevato a 0,41. Si riporterà anche l'indicatore di rischio in termini di accelerazione definito come il rapporto tra  $PGA_C$  (Accelerazione di capacità limite per ciascuno degli stati limite indipendente dallo spettro sismico) e  $PGA_D$  (Accelerazione spettrale per ciascuno degli stati limite dipendente dallo spettro sismico).

- Indicatore di rischio in funzione dei tempi di ritorno:  $I_{R,SL} = (a_{TR})^{0,41} = (T_{R,C}/T_{R,rif})^{0,41}$
- Indicatore di rischio in termini di accelerazione  $I_{RA,SL} = a_{PGA} = PGA_C/PGA_D$

In altre parole è il rapporto lo spettro di domanda e lo spettro di capacità per lo stato limite di riferimento. La struttura risulta non vulnerabile al sisma di progetto se il coefficiente  $\alpha_{PGA} > 1$

Si riportano in seguito i risultati ottenuti per lo stato di fatto (che saranno meglio descritti nel capitolo 5):

Valutazione del livello di sicurezza stato di fatto								
Stato di fatto meccanismi locali			Stato di fatto analisi globale SLV			Stato di fatto analisi globale SLV		
MECCANISMO 1 P3			Analisi 4-X Rottura a taglio P10-P11			Analisi 24-Y Rottura a taglio P3-P14-P15		
$T_{R,C}$	$T_{R,D}$	Esito $\zeta E$	$T_{R,C}$	$T_{R,D}$	Esito $\zeta E$	$T_{R,C}$	$T_{R,D}$	Esito $\zeta E$
anni	anni	-	anni	anni	-	anni	anni	-
<30	712	0,19	33	712	0,31	<30	712	0,25

Con riferimento al Cap.8.3 delle NTC 2018 il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile della struttura e l'azione sismica massica prevista per un fabbricato di nuova realizzazione  $\zeta E = 0,19$

Le analisi sismiche statiche hanno evidenziato le seguenti vulnerabilità:

- L'analisi dei risultati emersi dal calcolo, svolto considerando gli adeguati coefficienti riduttivi della capacità in relazione al livello di conoscenza, indica una condizione complessiva carente relativamente al rischio sismico per la struttura analizzata legata all'assenza di cordoli e di collegamenti adeguati in copertura e alla realizzazione di interventi (interventi primi anni 80) che hanno introdotto una serie di vulnerabilità legate all'introduzione di coperture pesanti spingenti, muri in falso, telai in calcestruzzo (in sostituzione di pareti di spina portanti al piano primo) progettati ai carichi verticali e soggetti a rotture fragili.
- La presenza di pareti in pietra con nucleo interno non adeguatamente connesse sono caratterizzate dal rischio espulsione dei paramenti (azioni fuori dal piano) e da caratteristiche meccaniche molto scadenti.
- Le rotture nel piano si manifestano sulle pareti dei lati corti del fabbricato (Dir. Y) caratterizzate da una superficie muraria resistente inferiore e dalla presenza di aperture (anche in parte tamponate).
- Le condizioni di applicabilità del metodo di verifica per l'analisi globale non sono rispettate (struttura non regolare, solai deformabili, ecc..) pertanto i risultati ottenuti in termini di capacità (periodo di ritorno) devono essere considerati con un certo riguardo.

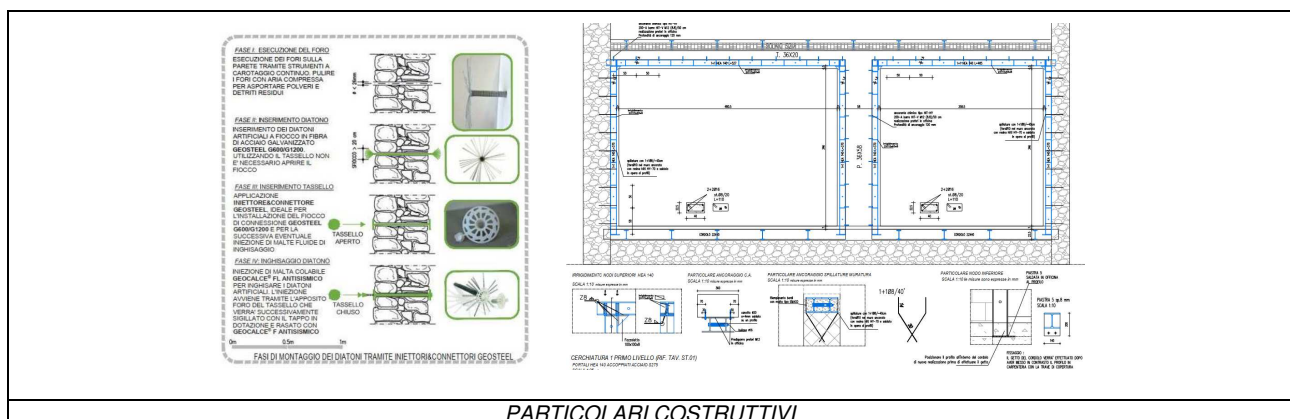
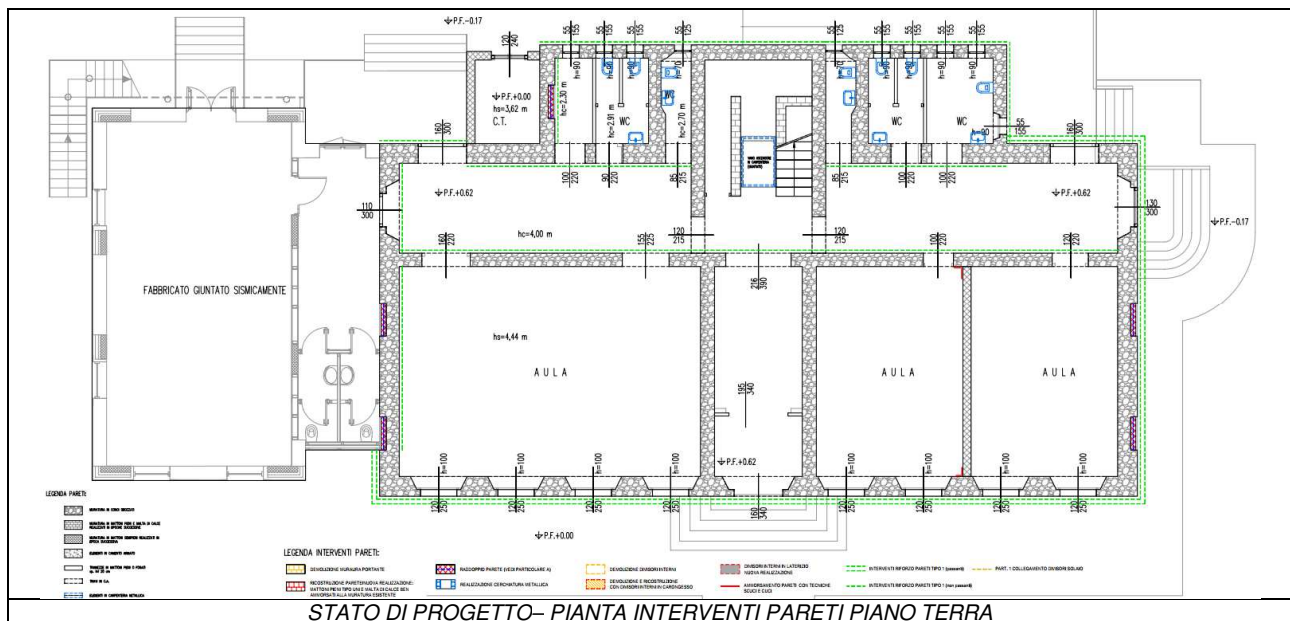
**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****1.8 INTERVENTI PREVISTI A PROGETTO**

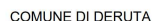
Gli interventi in oggetto costituiscono una serie di misure di consolidamento che hanno lo scopo di determinare un sensibile miglioramento dei fabbricati stimabile a circa il 60% della sicurezza richiesta ad un edificio "nuovo" con stessa destinazione d'uso e stessa posizione geografica e rientrano tra quelli definiti "interventi di miglioramento sismico" definiti al punto 8.4.2. del DM infrastrutture del 17 gennaio 2018.

**1.8.1 INTERVENTI SULLE PARETI**

Gli interventi da realizzare sulle pareti si possono riassumere nei seguenti punti:

- Miglioramento della connessione trasversale dei paramenti attraverso l'inserimento di diatoni artificiali (4 a mq) realizzati con tessuto unidirezionale in fibra di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza, riempiti con miscele leganti tipo GEOCALCE® F ANTISISMICO (intervento che combina le iniezioni alle connessioni).
- Ripristino, dove necessario, degli ammassamenti tra pareti ortogonali con tecniche di cucitura armata;
- Ripristino pareti con tecniche di scuci e cucì.
- Rinforzo del telaio in c.a. nella parete di spina al piano primo attraverso l'inserimento di cerchiature metalliche.
- Demolizione ricostruzione delle aperture tamponate sui lati corti con tecniche di scuci e cucì.
- Demolizione divisorio corridoio Piano Primo. Ricostruzione con paramento in cartongesso
- Demolizione di canne fumarie in muratura in disuso;

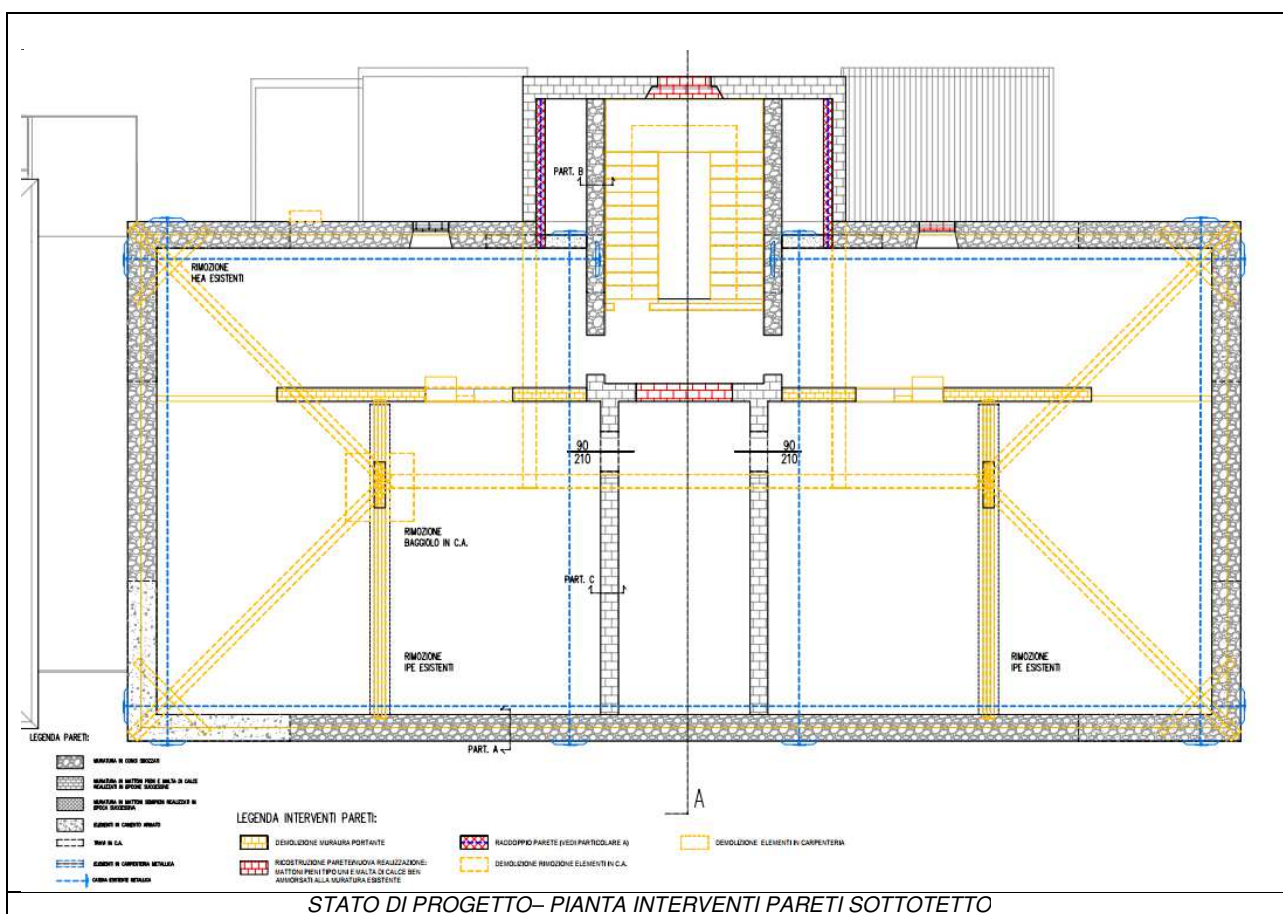




CUP: B59F18000590002

[illegible]

## STATO DI PROGETTO- Pianta Interventi Pareti Piano Primo

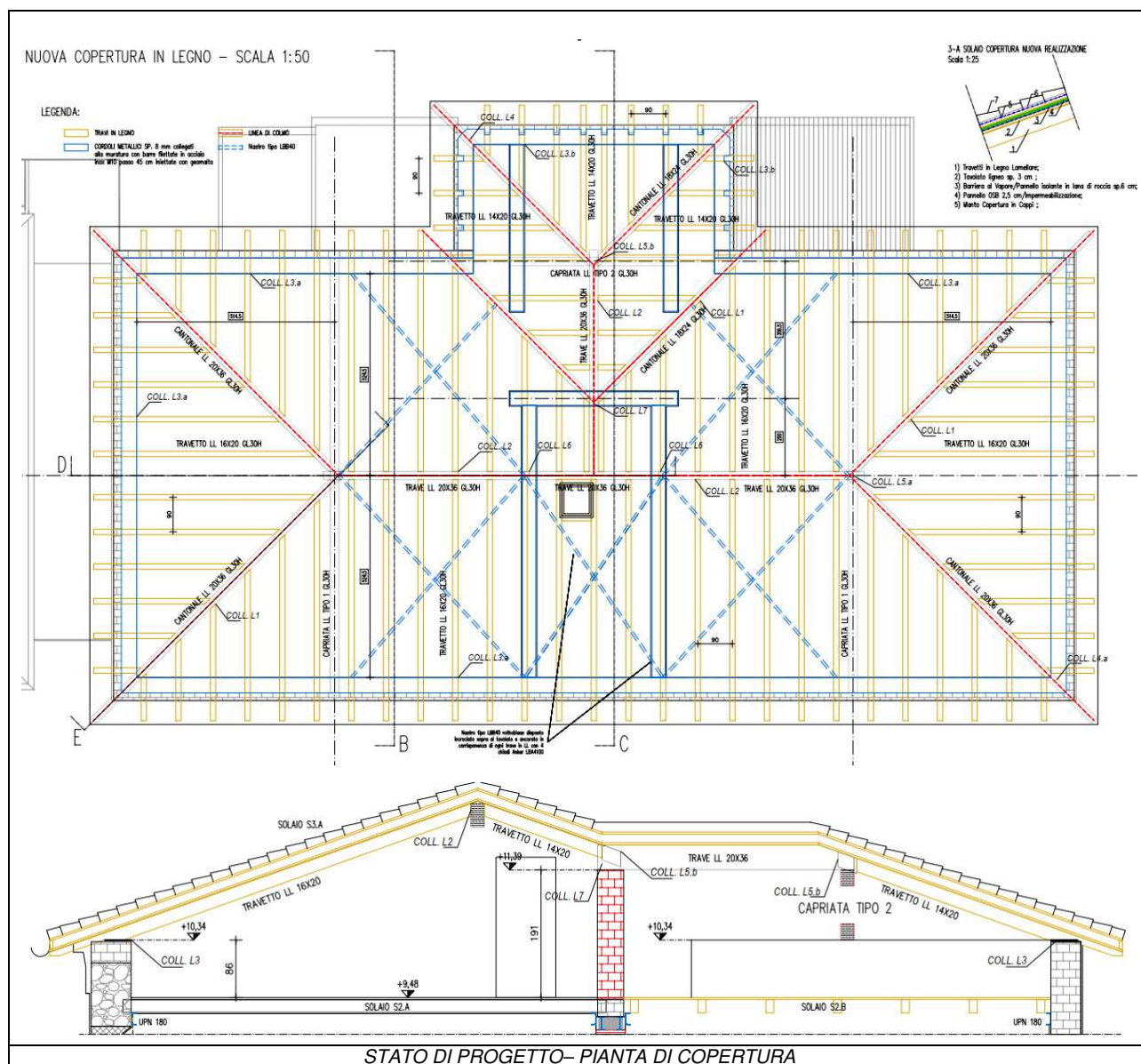


## STATO DI PROGETTO- Pianta Interventi Pareti Sottotetto



**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****1.8.2 REALIZZAZIONE NUOVA COPERTURA IN LEGNO**

Viste le vulnerabilità riscontrate sugli elementi strutturali della copertura esistente, vista l'assenza di collegamenti adeguati a garantire la corretta trasmissione degli sforzi si prevede la demolizione e la ricostruzione del tetto del fabbricato da realizzarsi con tetto in legno. Gli interventi in copertura del 1981 (solai in laterocemento e travetti varesi, muri in falso) oltre a introdurre vulnerabilità di carattere sismico (muri in falso, tetto pesante) hanno snaturato la configurazione originaria della copertura del fabbricato (caratterizzata da struttura molto probabilmente in legno). L'intervento quindi oltre a migliorare il comportamento strutturale del fabbricato ripristina un'organizzazione delle falde più fedele all'originale. La nuova copertura sarà caratterizzata da travi di colmo, cantonali, capriate e travetti in LL (resistenza al fuoco R60). Le modifiche delle quote di falda del corpo scale comportano la necessità di demolire le rampe in c.a. tra piano primo e sottotetto e di realizzare un solaio di sottotetto nel vano scale con travetti in LL e tavolato.

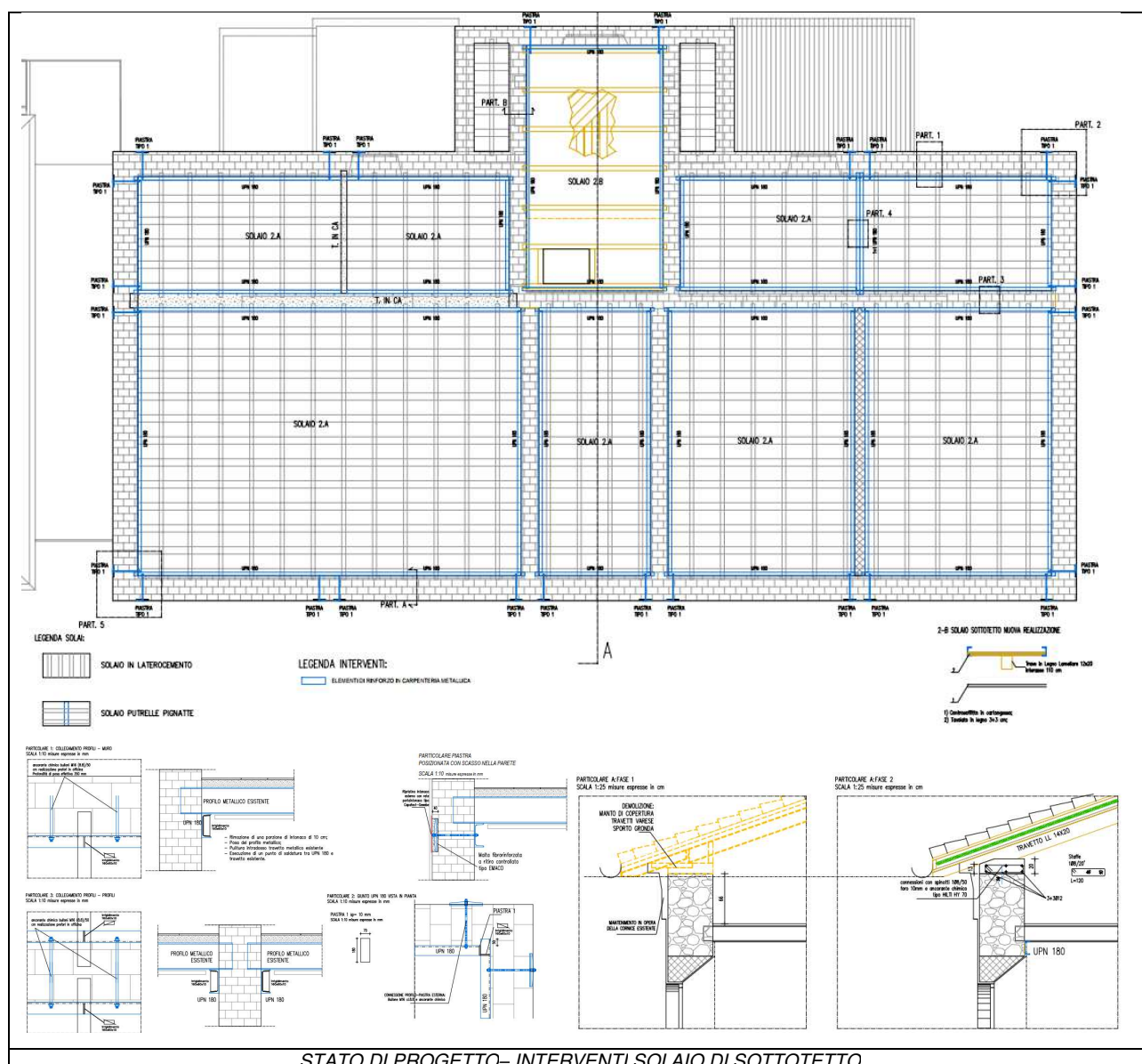


## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

### 1.8.3 INTERVENTI DI INCATENAMENTO

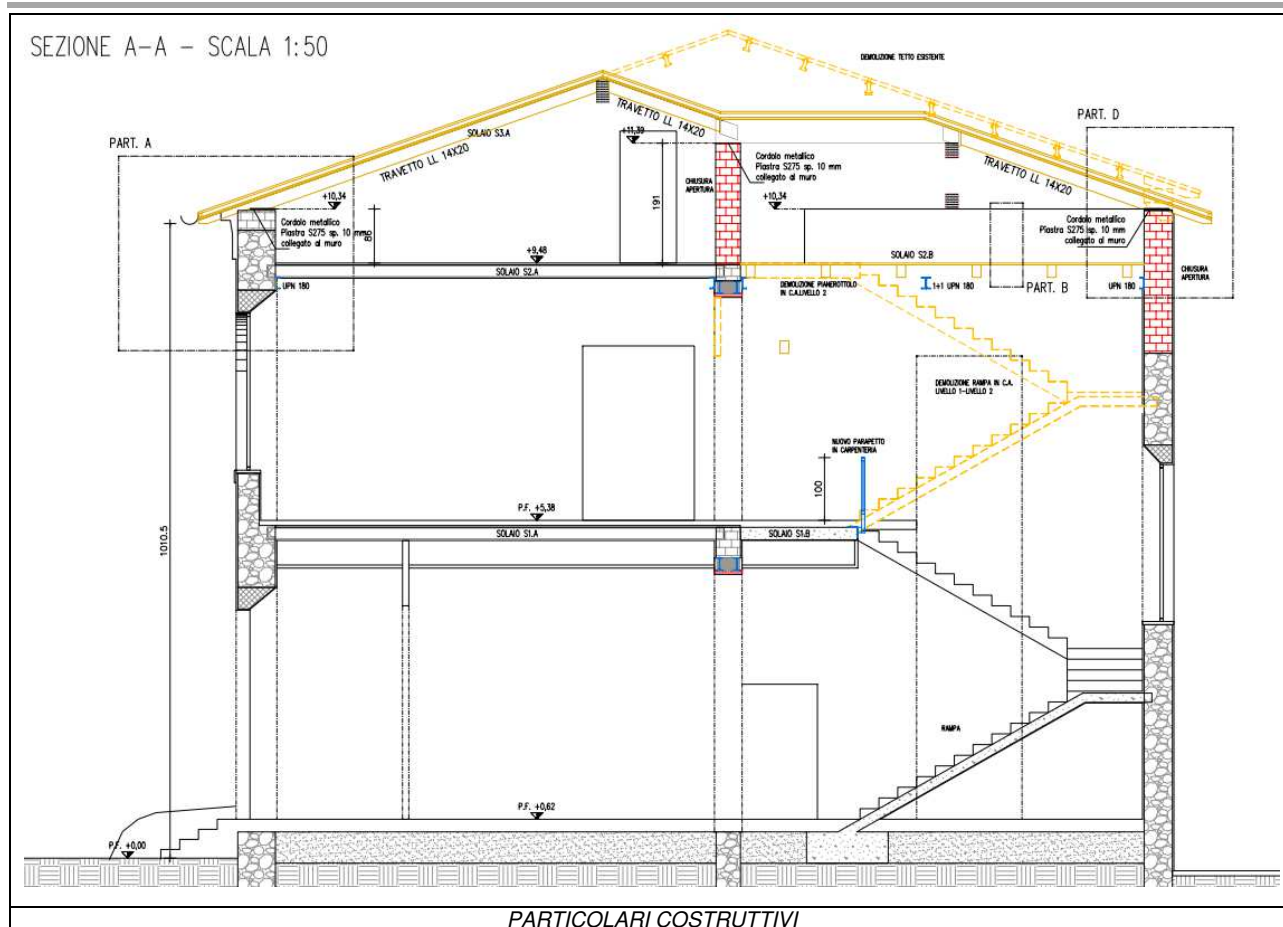
Al fine di inibire i meccanismi fuori dal piano e di migliorare il comportamento scatolare del fabbricato si prevedono una serie di interventi di miglioramento antisismico:

- Il rifacimento della copertura del fabbricato consente di realizzare un cordolo sommitale in c.a. continuo su tutte le pareti.
- Le catene esistenti verranno mantenute.
- L'assenza di cordoli di interpiano e in copertura comporta la necessità di realizzare una serie di interventi di incatenamento al secondo livello che non vanno a modificare il comportamento globale del fabbricato. Tali interventi prevedono la realizzazione di cordoli e tiranti in carpenteria metallica con lo scopo di garantire il fabbricato nei confronti di meccanismi di collasso locali fuori dal piano. I cordoli verranno realizzati mediante una cerchiatura metallica posta all'intradosso del solaio e solidarizzata alle putrelle esistenti mediante cordoni di saldatura.





## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI



### 1.9 VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI SICUREZZA STATO DI PROGETTO

Con l'utilizzo delle vecchie norme sismiche (OPCM 3431 e DM05), un obiettivo da perseguire nell'affrontare la valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio esistente era la definizione dei livelli di accelerazione al suolo, corrispondenti agli stati limite sottoposti a verifica definiti dalle norme tecniche, e dei loro rapporti con le accelerazioni attese. Si deve tener presente però che con il DM08 è sostanzialmente cambiata la definizione dell'input sismico, per cui tali indicatori non sono più sufficienti a descrivere compiutamente il rapporto fra le azioni sismiche. Tuttavia esso continua a rappresentare una "scala di percezione" del rischio, nei confronti della quale si è maturata una certa affinità. Per questi motivi viene introdotto anche il rapporto tra i periodi di ritorno di Capacità (TR,C) e di Domanda (TR,D) i quali, per non restituire valori fuori scala rispetto a quelli ottenibili col rapporto fra le accelerazioni, va elevato a 0,41. Si riporterà anche l'indicatore di rischio in termini di accelerazione definito come il rapporto tra PGAc (Accelerazione di capacità limite per ciascuno degli stati limite indipendente dallo spettro sismico) e PGAd (Accelerazione spettrale per ciascuno degli stati limite dipendente dallo spettro sismico).

- Indicatore di rischio in funzione dei tempi di ritorno:  $I_{R\_SL} = (\alpha_{TR})^{0,41} = (T_{R,C}/T_{R,rif})^{0,41}$
- Indicatore di rischio in termini di accelerazione  $I_{RA\_SL} = \alpha_{PGA} = PGAc/PGA_D$

In altre parole è il rapporto lo spettro di domanda e lo spettro di capacità per lo stato limite di riferimento. La struttura risulta non vulnerabile al sisma di progetto se il coefficiente  $\alpha_{PGA} > 1$

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

Le condizioni di applicabilità del metodo di verifica per l'analisi globale non sono rispettate (struttura non regolare in pianta, modi di vibrare non traslazionali ecc..) pertanto i risultati ottenuti in termini di capacità (periodo di ritorno) devono essere considerati con un certo riguardo. Per questo motivo è ragionevole quantificare il miglioramento a circa il 66% della sicurezza richiesta facendo riferimento a una Vita Nominale di 50 anni.

Si riportano in seguito i risultati ottenuti per lo stato di progetto (che saranno meglio descritti nel capitolo 5):

<i>Valutazione del livello di sicurezza stato di progetto</i>								
Stato di progetto meccanismi locali			Stato di progetto analisi globale			Stato di progetto analisi globale		
MECCANISMO 1-B P1 (ribaltamento)			Analisi 14-X Rottura a taglio P4			Analisi 22-Y Rottura a taglio P4-P14-P6		
$T_{R,C}$	$T_{R,D}$	Esito $\zeta E$	$T_{R,C}$	$T_{R,D}$	Esito $\zeta E$	$T_{R,C}$	$T_{R,D}$	Esito $\zeta E$
anni	anni	-	anni	anni	-	anni	anni	-
800	712	1,04	221	712	0,66	325	712	0,75

Gli interventi proposti determinano un sensibile miglioramento del fabbricati stimabile al 66% della sicurezza richiesta facendo riferimento a una Vita Nominale di 50 anni e a una costruzione in classe III. Con riferimento al Cap.8.3 delle NTC 2018 il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile della struttura e l'azione sismica massima prevista per un fabbricato di nuova realizzazione  $\zeta E = 0,66 > 0,60$  come richiesto dalle NTC 2018.



**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****2 R.1.2 – RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA CONCERNENTE LA "PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE" DEL SITO DI COSTRUZIONE****2.1 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA**

La vita nominale dell'opera strutturale  $V_n$  (numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve possedere per essere usata per lo scopo al quale è destinata) è pari a **50 anni**

(Tabella 2.4.I - D.Min. 14 gennaio 2008, tipo di costruzione: 2 - Opere ordinarie: ponte di dimensioni contenute e di importanza normale).

L'edificio si colloca in classe d'uso III (in particolare non rientra tra le opere elencate nell'Allegato B della DGR 1661/2009, in quanto nel museo è prevista la presenza di meno di 100 persone).

**2.1 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA**

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali si verifica il rispetto dei diversi stati limite, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" In condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell'allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento  $V_r$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso. Fissato il periodo di riferimento  $V_r$  e la probabilità di superamento  $P_{ver}$  associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno  $T_r$  e i relativi parametri di pericolosità sismica:

$a_g$ : accelerazione orizzontale massima del terreno;

$F_o$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T^*c$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

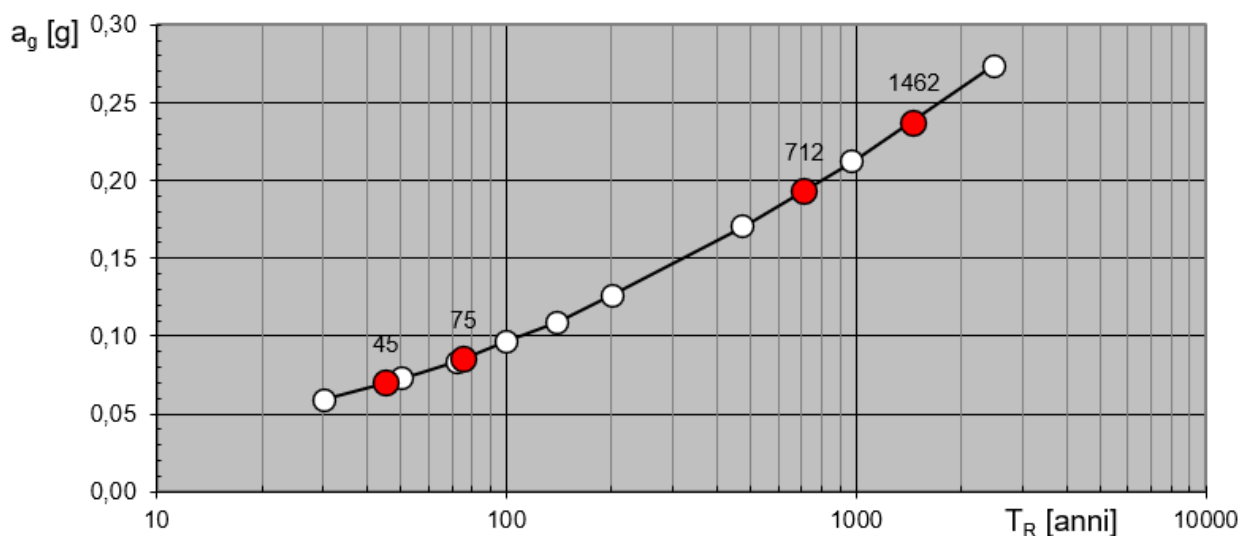
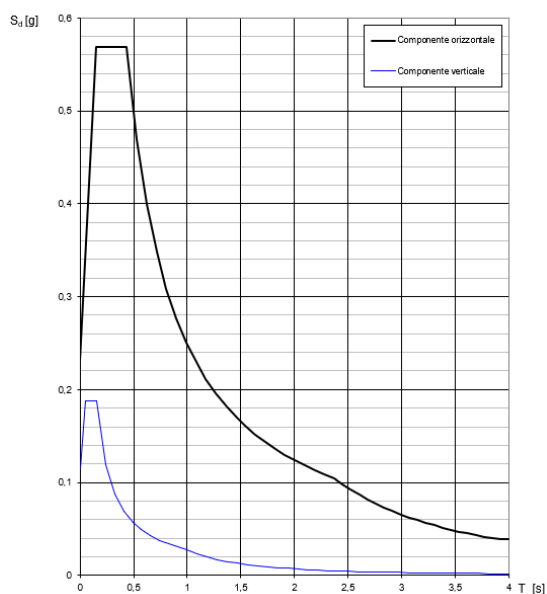
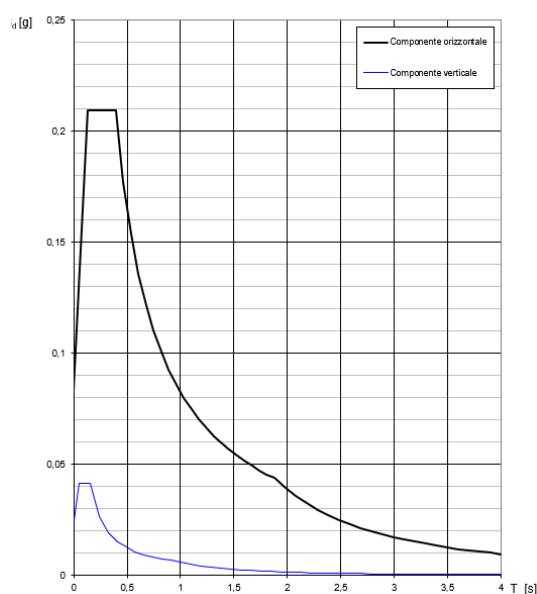
Tipo di costruzione: 2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari					
$V_n$	Default (50)				
Classe d'uso	III				
Località:	Perugia, Deruta, Sant'angelo Di Cella Latitudine ED50 42,9987° (42° 59' 55") Longitudine ED50 12,3844° (12° 23' 4") Altitudine s.l.m. 174 m				
$V_r$	Default (75)				
Stato limite	$P_{ver}(\%)$	$T_r(\text{anni})$	$A_g/g$	$F_o$	$T^*c(s)$
SLO	Default (81)	45	Default (0,0696)	Default (2,498)	Default (0,278)
SLD	Default (63)	75	Default (0,0848)	Default (2,501)	Default (0,287)
SLV	Default (10)	712	Default (0,1922)	Default (2,458)	Default (0,316)
SLC	Default (5)	1462	Default (0,2362)	Default (2,484)	Default (0,324)



Queste sono le coordinate del punto individuato sulla mappa da copiare negli appunti:

(42.997718, 12.383446, 173.996688) WGS84

Classe d'uso	Vita $V_n$ [anni]	Coeff. Uso	Periodo $V_r$ [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
III	50.0	1.5	75	B	T1

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****Valori di progetto dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C$  in funzione del periodo di ritorno  $T_R$** **Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limiti SLV****Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV****Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limiti SLO****Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLO**

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****3 R.1.3 - RELAZIONE SUI MATERIALI****3.1 CARATTERISTICHE MATERIALI STRUTTURA ESISTENTE**

L'edificio in esame fa parte della categoria delle costruzioni esistenti ed è, pertanto soggetto a criteri specifici per quanto riguarda la valutazione della sicurezza. Nel capitolo ottavo delle NTC 2018 si specifica che per le costruzioni esistenti le resistenze dei materiali vengono valutate dalle prove effettuate sulla struttura stessa e prescindono dalle classi discretizzate previste dalla norma per le nuove costruzioni. Più precisamente per valutare i valori delle resistenze di progetto è necessario effettuare un determinato numero di prove sperimentali dalle quali si ottiene un valore di resistenza medio; in base al livello di conoscenza raggiunto si determina il fattore di confidenza FC, che serve a ridurre il valore di resistenza media, ottenendo così il valore di resistenza di progetto.

**CARATTERISTICHE MECCANICHE MURATURE STATO DI FATTO**

Le caratteristiche meccaniche della muratura esistente sono state determinate facendo riferimento ai risultati e alle considerazioni riportate nella Verifica di Vulnerabilità Sismica redatta dall'Ing. Umberto Tassi nel 2019 e nelle indagini sperimentali (Rapp. Prova 18/2019-13) redatte dal Laboratorio Istedil nel 2019. Il Livello di Conoscenza raggiunto, sulla base dei saggi e delle prove effettuate, corrisponde a LC2. Si riportano le considerazioni dell'Ing. Tassi:

*Per i valori dei parametri meccanici della muratura, dal momento che i risultati della prova con martinetti piatti doppi ha fornito valori di resistenza della muratura bassi (1.23 Mpa), si sono considerati cautelativamente i valori minimi della tabella Tab. C8A.2.1 per tipologia muraria di conci sbozzati e nucleo interno nonostante la Normativa preveda il valore medio dell'intervallo per il livello di conoscenza adeguata della struttura LC2. I risultati scadenti della prova dei martinetti sono stati inficiati dalla presenza di pietre arenarie di piccole dimensioni presenti nella zona di indagine e nella presenza di discontinuità strutturali localizzate nella zona di prova. Il non utilizzare il valore della prova, a parere dello scrivente, falsato per le motivazioni di cui sopra, è suffragato anche dai valori della stessa prova registrati presso il plesso di San Nicolò di celle. Tale costruzione, realizzata negli stessi anni, e con lo stessa tipologia di materiale ha dato risultati decisamente diversi. Lo stesso si può dire analizzando la prova di martinetti piatti eseguita presso il plesso di Casalina. Stesso periodo di realizzazione, materiali forse più scadenti, pietre rotondeggianti da fiume, ma risultati decisamente migliori.*

# SCHEDA DATI MARTINETTO PIATTO DOPPIO

Prova n° 1

Tipo di prova: DOPPIO

TENSIONE MASSIMA RILEVATA : **1,23** Mpa

Martinetti n° 1 e 2

Area taglio superiore (cm<sup>2</sup>) 286,52

Area taglio inferiore (cm<sup>2</sup>) 286,52

Area martinetto (cm<sup>2</sup>) 286,52

$K_{sa}$  — 0,82

$K_{si}$  — 1,00

$K_{tot} = K_{sa} \times K_{si}$  — 0,82

Distanza basi di misura verticali (cm) 20

Distanza basi di misura orizzont. (cm) 20

Distanza tagli (cm) 40

Disposizione basi di misura

Risultati Prova Martinetti Piatti Doppi

In virtù dei bassi valori ottenuti dalla prova con martinetti doppi i valori dei parametri meccanici della muratura in conci sbozzati sono stati ulteriormente ridotti applicando il coefficiente correttivo 0.9 per nucleo scadente della Tab. C8A.2.2.

Le caratteristiche meccaniche della muratura esistente in conci sbozzati con nucleo interno sono state determinate facendo riferimento alle tabelle C.8.5.1 facendo riferimento a un Livello di Conoscenza LC2 in particolare per le resistenze si è fatto riferimento ai valori medi degli intervalli riportati in tabella. Per la tipologia muraria in mattoni pieni del sottotetto e del tetto in blocchi poroton realizzato nel 2002 a favore di sicurezza è stato considerato un LC1.

Muratura esistente LC2

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

*Caratteristiche meccaniche di progetto Muratura esistente ipotesi valori medi presenti in tabella con applicazione di coefficiente correttivo =0,90. Ai valori riportati in tabella verrà applicato un FC per il Livello di Conoscenza Ipotizzato (LC2) pari a 1,20*

Muratura in conci sbozzati con nucleo interno	<i>fm</i>	<i><math>\tau_0</math></i>	<i>E</i>	<i>G</i>
	MPa	MPa	MPa	KPa
	1,80	0,0387	1107	369

**Muratura esistente LC1**

*Caratteristiche meccaniche di progetto Muratura esistente ipotesi valori inferiori presenti in tabella. Ai valori riportati in tabella verrà applicato un FC per il Livello di Conoscenza Ipotizzato (LC1) pari a 1,35*

Muratura in mattoni pieni e malta di calce	<i>fm</i>	<i><math>\tau_0</math></i>	<i>E</i>	<i>G</i>
	MPa	MPa	MPa	KPa
	2,60	0,050	1200	400

**Muratura esistente LC1**

*Caratteristiche meccaniche di progetto Muratura esistente ipotesi valori inferiori presenti in tabella. Ai valori riportati in tabella verrà applicato un FC per il Livello di Conoscenza Ipotizzato (LC1) pari a 1,35*

Muratura in mattoni semipieni e malta di cementizia	<i>fm</i>	<i><math>\tau_0</math></i>	<i>E</i>	<i>G</i>
	MPa	MPa	MPa	KPa
	5,00	0,080	3500	5600

**CARATTERISTICHE MECCANICHE MURATURE STATO DI PROGETTO**

Le caratteristiche meccaniche della muratura esistente consolidata con connessioni trasversali in conci sbozzati con nucleo interno sono state determinate facendo riferimento alle tabelle C.8.5.I facendo riferimento a un Livello di Conoscenza LC2 in particolare per le resistenze si è fatto riferimento ai valori inferiori degli intervalli riportati in tabella. I Coefficienti correttivi di miglioramento sono stati ricavati dalla tabella C.8.5.II facendo riferimento alla presenza di sistematiche connessioni trasversali.

**Muratura esistente LC2**

*Caratteristiche meccaniche di progetto Muratura esistente ipotesi valori medi presenti in tabella con applicazione di coefficiente correttivo =1,50. Ai valori riportati in tabella verrà applicato un FC per il Livello di Conoscenza Ipotizzato (LC2) pari a 1,20*

Muratura in conci sbozzati con nucleo interno consolidato	<i>fm</i>	<i><math>\tau_0</math></i>	<i>E</i>	<i>G</i>
	MPa	MPa	MPa	KPa
	3,00	0,0645	1230	410

**CARATTERISTICHE ACCIAIO DA CARPENTERIA ESISTENTE**

Non potendo, per motivi di sicurezza, ricavare un campione delle putrelle, si fa riferimento all'acciaio strutturale utilizzato all'epoca della realizzazione del fabbricato di caratteristiche inferiori ovvero acciaio tipo Fe360.

**Acciaio da Carpenteria esistente LC3**

Materiale	elementi	<i>f<sub>y</sub></i>	<i>E</i>	Gamma
S235	Putrelle solai 1	235	210000	79

Descrizione: Descrizione o nome assegnato all'elemento.

*F<sub>y</sub>*: Resistenza snervamento [MPa]

*E*: Modulo di elasticità longitudinale del materiale. [MPa]

Gamma: Peso specifico del materiale. [KN/m<sup>3</sup>]



**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

Calcestruzzo LC1				
Materiale	elementi	fc <sub>m</sub>	E	Gamma
Rck 250	Cordoli Travi copertura	14.80	29962	25

Descrizione: Descrizione o nome assegnato all'elemento.

fc<sub>m</sub>: Resistenza caratteristica cubica media riferita al LC [MPa];

E: Modulo di elasticità longitudinale del materiale. [MPa]

Gamma: Peso specifico del materiale. [KN/m<sup>3</sup>]

Barre d'armatura LC1				
Materiale	elementi	f <sub>ym</sub>	E	Gamma
FeB44k	Cordoli Travi copertura	318.52	200000	79

Descrizione: Descrizione o nome assegnato all'elemento.

f<sub>ym</sub>: Resistenza Caratteristica snervamento media riferita al LC [MPa]

E: Modulo di elasticità longitudinale del materiale. [MPa]

Gamma: Peso specifico del materiale. [KN/m<sup>3</sup>]

### 3.2 CARATTERISTICHE MATERIALI NUOVA REALIZZAZIONE

#### 3.2.1 CARPENTERIE METALLICHE

Le carpenterie metalliche saranno realizzate in Acciaio S235JR e S275JR zincato.

Tutti i prodotti dovranno avere Marcatura CE secondo EN 1090-1

La UNI EN 1090 Introduce il concetto di "Execution Class" in termini di requisiti specificati, classificati per l'esecuzione di un'opera nel suo complesso, di un singolo componente o di un dettaglio di un componente.

La classe di esecuzione seleziona e specifica il livello di qualità appropriato in relazione alla sicurezza che quel componente avrà nell'opera di costruzione.

La Norma EN 1090 prevede 4 classi di esecuzione denominate EXC1, EXC2, EXC3, EXC4 (con criticità e performance crescenti dalla 1 alla 4).

I requisiti da rispettare in funzione della EXC sono dati nell'Appendice A della norma di supporto. La classe di esecuzione viene definita in fase di progettazione della struttura (sulla base degli Eurocodici) e pertanto il fabbricante è tenuto a rispettare quella prevista nella documentazione tecnica.

La scelta della classe di esecuzione deve prendere in considerazione il tipo di materiale utilizzato, l'affidabilità data dalla classe di conseguenza (CC) e i rischi potenziali dati dalla categoria di servizio, legata al rischio dell'installazione/utilizzo (SC); e dalla categoria di produzione, legata alla complessità di esecuzione (PC).

Nel nostro caso avremo:

- Classe di conseguenza -> CC2 – conseguenze di media entità per perdite di vite umane, economiche, sociali, oppure considerevoli conseguenze per l'ambiente.
- Categoria di produzione -> PC1 – componenti saldati realizzati da prodotti di acciaio di classe minore a S355.
- Categoria di servizi -> SC1 – Strutture e componenti per connessioni progettate per resistere ad azioni sismiche in regioni a bassa intensità sismica e DCL

Tabella di determinazione della classe di esecuzione						
Classi di conseguenza		CC1		CC2		CC3
Categorie di servizio		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1 SC2
Categorie di produzione	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3 EXC3
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3 EXC4
La classe di esecuzione EXC4 deve essere scelta in caso di strutture con estreme conseguenze determinate dal cedimento della struttura, in base a disposizioni legislative.						

Le nostre strutture richiedono quindi una marcatura CE secondo UNI EN 1090 in classe EXC2. Tutti i prodotti saranno zincati per garantire una maggiore durabilità nel tempo.

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****3.2.2 LEGNO LAMELLARE**

Le classi di servizio del legno sono legate alle condizioni termoigrometriche dell'ambiente in cui è inserito un elemento strutturale e sono quindi legate al contenuto di acqua all'interno del materiale. Le strutture devono essere assegnate ad una delle classi di servizio sotto elencate:

- Classe di servizio 1: è caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65% se non per poche settimane all'anno. Possono appartenere a tale classe gli elementi lignei protetti contro le intemperie come quelli posti all'interno degli edifici in ambienti condizionati.
- Classe di servizio 2: è caratterizzata da un'umidità dei materiali in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno. Possono appartenere a tale classe gli elementi lignei posti all'esterno degli edifici ma protetti, almeno parzialmente, dalle intemperie e dall'irraggiamento solare diretto.
- Classe di servizio 3: condizioni climatiche che prevedono umidità più elevate di quelle della classe di servizio 2. Possono appartenere a tale classe gli elementi lignei posti all'esterno degli edifici direttamente esposti alle intemperie.

Il sistema di classi di servizio è destinato all'assegnazione di valori di resistenza e al calcolo delle deformazioni in condizioni ambientali definite, e quindi alla determinazione dei coefficienti  $k_{def}$  e  $k_{mod}$  definiti nelle norme tecniche per le costruzioni. La definizione di classi di rischio proviene dalla normativa europea EN 335 (parti 1, 2 e 3)

“Durabilità del legno e dei prodotti a base di legno”, che definisce 5 classi di rischio per gli elementi lignei, in funzione delle condizioni di umidità del legno.

- Classe di rischio 1: ambiente riparato, protetto dagli agenti atmosferici (umidità del legno sempre < 20%). Le condizioni garantiscono contro il rischio di attacco fungino, è possibile l'attacco da parte di insetti.
- Classe di rischio 2: ambiente riparato ma con elevata umidità dell'aria (umidità del legno a volte > 20%). Può essere presente l'attacco fungino, è possibile l'attacco da parte di insetti.
- Classe di rischio 3: elementi lignei anche esposti (è frequente un'umidità del legno > 20%). Il materiale è esposto all'attacco fungino, è possibile l'attacco da parte di insetti.
- Classe di rischio 4: elementi lignei esposti, anche a contatto diretto con terreno o con acqua dolce. Il materiale è permanentemente esposto all'attacco fungino, è possibile l'attacco da parte di insetti (termiti).
- Classe di rischio 5: elementi permanentemente a contatto diretto con acqua salata. È possibile l'attacco di organismi invertebrati marini, soprattutto in acque calde. Attacco da parte di insetti per le parti non immerse.

Le travi in legno verranno calcolate per una “Classe di servizio 1” e saranno soggette a una “Classe di rischio 2”.

Per garantire la durabilità dell'opera e ridurre gli interventi di manutenzione straordinaria le travi dovranno avere una durabilità naturale minima nei confronti dei funghi cariogeni tale da ricadere nella Classe di durabilità 4, e durabilità nei confronti degli insetti e delle termiti R “Resistente”.

Classe di utilizzo (EN 335)	Classe di durabilità (EN 350)				
	1	2	3	4	5
1 (al coperto asciutto)	Suff	Suff	Suff	Suff	Suff
2 (al coperto con rischio di inumidimento)	Suff	Suff	Suff	A	A
3 (esposto alle intemperie)	Suff	Suff.	A	B	B
4 (a contatto con terreno o acqua dolce)	Suff	A	C	Non suff	Non suff
5 (in acqua di mare)	Suff	C	C	Non suff	Non suff

Una Classe di durabilità naturale 4 potrà essere adottata a seguito di trattamento preservante in conformità alle norme:

- EN 351-1 “Durabilità del legno e dei prodotti a base di legno - Legno massiccio trattato con i preservanti - Classificazione di penetrazione e ritenzione del preservante”;
- EN 599-1 “Durabilità del legno e dei prodotti a base di legno - Prestazioni dei preservanti del legno, utilizzati a scopo preventivo, determinate mediante prove biologiche – Specifiche secondo le classi di rischio.

Legname per nuove strutture in lamellare in essenza di Abete rosso in classe di resistenza GL24h (in accordo con norma UNI EN 338).

Legname per nuovi arcarecci in massello in essenza di Abete rosso in classe di resistenza C 24 (in accordo con norma UNI EN 338).

**Descr.:** descrizione o nome assegnato all'elemento.

**E:** modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [kN/cm<sup>2</sup>]

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

**G:** modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste e di elementi guscio a comportamento ortotropo. [kN/cm<sup>2</sup>]

**Pois.:** coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

**Gam.:** peso specifico del materiale. [kN/cm<sup>3</sup>]

**Alfa:** coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]

**Lavorazione:** tipo di lavorazione.

**Sm,amm:** tensione ammissibile per flessione. [kN/cm<sup>2</sup>]

**St,0,a:** tensione ammissibile per trazione parallela alle fibre. [kN/cm<sup>2</sup>]

**St,90,a:** tensione ammissibile per trazione ortogonale alle fibre. [kN/cm<sup>2</sup>]

**Sc,0,a:** tensione ammissibile per compressione parallela alle fibre. [kN/cm<sup>2</sup>]

**Sc,90,a:** tensione ammissibile per compressione ortogonale alle fibre. [kN/cm<sup>2</sup>]

**Tau,a:** tau ammissibile. [kN/cm<sup>2</sup>]

**fm,k:** resistenza caratteristica per flessione. [kN/cm<sup>2</sup>]

**ft,0,k:** resistenza caratteristica per trazione parallela alle fibre. [kN/cm<sup>2</sup>]

**ft,90,k:** resistenza caratteristica per trazione ortogonale alle fibre. [kN/cm<sup>2</sup>]

**fc,0,k:** resistenza caratteristica per compressione parallela alle fibre. [kN/cm<sup>2</sup>]

**fc,90,k:** resistenza caratteristica per compressione ortogonale alle fibre. [kN/cm<sup>2</sup>]

**fv,k:** resistenza caratteristica a taglio. [kN/cm<sup>2</sup>]

**E0,05:** modulo di elasticità parallelo alla fibratura 5-percentile. [kN/cm<sup>2</sup>]

**G0,05:** modulo di elasticità tangenziale parallelo alla fibratura 5-percentile. [kN/cm<sup>2</sup>]

Descr.	E	G	Pois.	Gam.	α	Lavorazione	sm,amm	St,0,a	St,90,a	Sc,0,a	Sc,90,a	Tau,a	fm,k	ft,0,k	ft,90,k	fc,0,k	fc,90,k	fv,k	E0,05	G0,05	pk	pm
GL 30H	1.4E7	6.5E5	0.25	4.3	1.0E-5	Lamellare	1.9E4	1.5E4	400	1.9E4	1900	2700	3.0E4	2.4E4	500	3.0E4	2500	3500	1.1E7	5.4E5	0.43	0.43

**3.2.3 PRODOTTI PER ANCORAGGI**

Tutti i prodotti utilizzati, quali barre filettate, tessuti metallici, ferramenta da legno dovranno essere marcati CE dal produttore. Per le installazioni si dovranno seguire i manuali del produttore.

**3.2.4 CALCESTRUZZO**

Per garantire la durabilità dell'opera e ridurre gli interventi di manutenzione straordinaria si adotteranno calcestruzzi XC2 in fondazione, e XC0 per l'elevazione del fabbricato, inoltre verranno adottati i copriferri minimi come da punto C4.1.6.1.3 della circolare 02/02/2009 n°617.

*Descrizione:* Descrizione o nome assegnato all'elemento.

*Rck:* Resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [kN/m<sup>2</sup>]

*E:* Modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [kN/m<sup>2</sup>]

*Gamma:* Peso specifico del materiale. [kN/m<sup>3</sup>]

*Poisson:* Coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

*G:* Modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste. [kN/m<sup>2</sup>]

*Alfa:* Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]

Descrizione	Rck	E	Gamma	Poisson	G	Alfa
C25/30	30000	31447161	25	0.1	14294164	0.00001

**3.2.5 BARRE D'ARMATURA**

*Descrizione:* Descrizione o nome assegnato all'elemento.

*fyk:* Resistenza caratteristica. [kN/m<sup>2</sup>]

*Sigma amm.:* Tensione ammissibile. [kN/m<sup>2</sup>]

*Tipo:* Tipo di barra.

*E:* Modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [kN/m<sup>2</sup>]

*Gamma:* Peso specifico del materiale. [kN/m<sup>3</sup>]

*Poisson:* Coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

*G:* Modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste. [kN/m<sup>2</sup>]

*Alfa:* Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]

*Livello di conoscenza:* Indica se il materiale è nuovo o esistente, e in tal caso il livello di conoscenza secondo Circ. 02/02/09 n. 617 §C8A. Informazione impiegata solo in analisi D.M. 14-01-08 (N.T.C.).

Descrizione	fyk	Sigma amm.	Tipo	E	Gamma	Poisson	G	Alfa	Livello di conoscenza
B450C	450000	255000	Aderenza migliorata	206000000	78.5	0.3	79230769	0.000012	Nuovo



---

R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

---

**4 R.1.4 –SCHEMATIZZAZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE E CRITERI DI ANALISI E DI VERIFICA****4.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- [1] D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 Gennaio 2018 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
- [2] UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- [3] UNI EN 1995-1-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali – Regole comuni e regole per gli edifici.
- [4] UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
- [5] UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- [6] UNI EN 1998-3:2005 01/08/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.
- [7] UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [8] Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7 – "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018".

**4.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SECONDO IL CAP. 8 DELL'NTC**

Per valutazione della sicurezza si intende un procedimento quantitativo volto a:

- Stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC;
- Determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle azioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente. Le verifiche agli SLU verranno eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita (SLV).

**4.3 CATEGORIA DI INTERVENTO:**

Il capitolo 8 delle nuove norme tecniche per le costruzioni e circolare esplicativa definisce gli interventi alle costruzioni esistenti, dove è definita "costruzione esistente quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento, la struttura completamente realizzata. La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti possono essere eseguiti con riferimento ai soli SLU; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente.

*Le Verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC)."*

*"La valutazione della sicurezza dovrà effettuarsi ogni qual volta si eseguano gli interventi strutturali di cui al punto sottostante, e dovrà determinare il livello di sicurezza prima e dopo l'intervento.*

- **Intervento di miglioramento (8.4.2)** : Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate. È possibile eseguire interventi di miglioramento nei casi in cui non ricorrano le condizioni specificate al paragrafo 8.4.1. Il progetto e la valutazione della sicurezza dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.
- **Progetto dell'intervento (8.7.5)** : Per tutte le tipologie costruttive, il progetto dell'intervento di adeguamento o miglioramento sismico deve comprendere: - verifica della struttura prima dell'intervento con identificazione delle carenze e del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU (e SLE se richiesto); - scelta motivata del tipo di intervento; - scelta delle tecniche e/o dei materiali; - dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi; - analisi strutturale considerando le caratteristiche della struttura post-intervento; - verifica della struttura post-intervento con determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU (e SLE se richiesto).





---

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

---

Considerate le varianti architettoniche gli interventi che si andranno a realizzare sulla struttura verranno trattati come INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO (8.4.2).

#### 4.4 CRITERI DI VERIFICA PER COSTRUZIONI IN MURATURA ESISTENTE (RIF. 8.7.1, C8.7.1 N.T.C. 2018)

Nelle costruzioni esistenti in muratura soggette ad azioni sismiche, particolarmente negli edifici, si possono manifestare meccanismi locali e meccanismi d'insieme. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione, e sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti e orizzontamenti e negli incroci murari. I meccanismi globali sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano. La sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo. Per l'analisi sismica dei meccanismi locali si può far ricorso ai metodi dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, tenendo conto, anche se in forma approssimata, della resistenza a compressione, della tessitura muraria, della qualità della connessione tra le pareti murarie, della presenza di catene e tiranti. Con tali metodi è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza (applicando un opportuno fattore di struttura) o di spostamento (determinando l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo). L'analisi sismica globale deve considerare, per quanto possibile, il sistema strutturale reale della costruzione, con particolare attenzione alla rigidezza e resistenza dei solai, e all'efficacia dei collegamenti degli elementi strutturali. La valutazione della sicurezza degli costruzioni esistenti in muratura richiede la verifica degli stati limite definiti al § 3.2.1 delle NTC, con le precisazioni riportate al § 8.3 delle NTC e nel seguito. In particolare si assume che il soddisfacimento della verifica allo Stato limite di salvaguardia della vita implichi anche il soddisfacimento della verifica dello Stato limite di collasso. Per la valutazione degli edifici esistenti, oltre all'analisi sismica globale, da effettuarsi con i metodi previsti dalle norme di progetto per le nuove costruzioni (con le integrazioni specificate nel seguito), è da considerarsi anche l'analisi dei meccanismi locali. Negli antichi edifici in muratura sono spesso assenti sistematici elementi di collegamento tra le pareti, a livello degli orizzontamenti; ciò comporta una possibile vulnerabilità nei riguardi di meccanismi locali, che possono interessare non solo il collasso fuori dal piano di singoli pannelli murari, ma più ampie porzioni dell'edificio (ribaltamento di intere pareti mal collegate, ribaltamento di pareti sommitali in presenza di edifici di diversa altezza, collassi parziali negli edifici d'angolo degli aggregati edilizi, etc.). È indispensabile valutare la sicurezza dell'edificio nei confronti di tali meccanismi. Un possibile modello di riferimento per questo tipo di valutazioni è quello dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, considerate come corpi rigidi non resistenti a trazione; la debole resistenza a trazione della muratura porta infatti, in questi casi, ad un collasso per perdita di equilibrio, la cui valutazione non dipende in modo significativo dalla deformabilità della struttura, ma dalla sua geometria e dai vincoli. In Appendice C8D è proposto un metodo basato su tale approccio, nella forma cinematica, particolarizzato all'esecuzione di un'analisi sismica. Applicando il principio dei lavori virtuali ad ogni meccanismo prescelto, è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza (analisi cinematica lineare) o di spostamento, attraverso una valutazione in spostamenti finiti (analisi cinematica non lineare).

#### 4.5 DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA DI CALCOLO SISMICAD

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

Denominazione del software: SismiCad 12.18

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720

Versione: 12.18

Identificatore licenza: SW-2328918

Intestatario della licenza: INSTUDIO INGEGNERI ASSOCIATI - VIALE DELLA LIRICA, 49 - RAVENNA

Versione regolarmente licenziata

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidità finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità: - travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidità flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidità assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione. - le travi di fondazione su suolo alla

Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito; - le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; - le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale. - I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale. - I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. - i plinti su pali sono modellati attraverso aste di rigidità elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali; - le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidità alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale. - La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementimembranali nelle zone di solaio. - I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali. - Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche. - Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento. - Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

**4.6 DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA DI CALCOLO 3 MURI**

Sigla:	3MURI
Produzione e distribuzione:	S.T.A. DATA srl Corso Raffaello, 12 - 10126 TORINO (TO) tel. 0116699345 fax 0116699375 internet: <a href="http://www.stadata.com">http://www.stadata.com</a> e-mail: <a href="mailto:info@stadata.com">info@stadata.com</a>
Autori:	Prodotto: S.T.A. DATA srl Motore di calcolo: Responsabile Prof. Ing. Sergio LAGOMARSINO Prof. Ing. Serena CATTARI Prof. Ing. Andrea PENNA Ing. Alessandro GALASCO
Versione:	13.2.0.2
Numero Licenza:	(13725) ING. PAVANI TOMMASO

L'analisi sismica globale deve considerare, per quanto possibile, il sistema strutturale reale della costruzione, con particolare attenzione alla rigidità e resistenza dei solai, e all'efficacia dei collegamenti degli elementi strutturali. Le calcolazioni sono effettuate con il codice di calcolo "3 Muri" prodotto dalla S.T.A. DATA s.r.l. Il modello di calcolo adottato è finalizzato all'analisi di strutture in muratura ordinaria e armata (nuove ed esistenti) o miste muratura con altre tipologie strutturali (quali cemento armato o acciaio). Il modello di calcolo adottato opera nell'ambito dell'approccio di modellazione a telaio equivalente tridimensionale, in cui le pareti sono



## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

interconnesse da diaframmi orizzontali di piano (solai). Le ipotesi sulle quali esso si basa si ispirano ad una concezione scatolare della struttura in muratura secondo cui la struttura portante, con riferimento alle azioni verticali e orizzontali, è identificata dalle pareti e dai solai (o volte).

Le pareti sono propriamente gli elementi portanti, mentre i solai, oltre a distribuire i carichi verticali sulle pareti, sono considerati come elementi di irrigidimento nel piano (modellati come elementi membrana ortotropi), da cui dipende la distribuzione tra le varie pareti delle azioni orizzontali. Il ruolo degli orizzontamenti è di rilevante interesse determinando il grado di accoppiamento e la modalità di distribuzione delle azioni sugli elementi resistenti. Il comportamento flessionale locale dei solai e la risposta fuori piano delle pareti non sono considerati in questo modello che analizza la risposta globale dell'edificio governata dal comportamento nel piano delle pareti (questi ulteriori effetti possono essere poi infatti valutati mediante opportune verifiche locali).

Secondo la rappresentazione a telaio, ciascuna parete dell'edificio è suddivisa in elementi nei quali è concentrata la deformabilità e la non linearità della risposta – quali maschi (pannelli murari) e fasce (travi di collegamento in muratura) - collegati da porzioni rigide (nodi). L'osservazione dei danni dovuti al sisma mostra, infatti, che solo raramente (nel caso di geometria molto irregolare o aperture molto ridotte) si riscontrano fessure in queste aree della parete pertanto, la deformazione di queste regioni è considerata trascurabile rispetto alle deformazioni non lineari del macroelemento che governano la risposta sismica. Tale idealizzazione è coerente con quanto esplicitamente indicato nelle Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 al punto 7.8.1.5.2: “.....In presenza di elementi di accoppiamento l'analisi può essere effettuata utilizzando modelli a telaio, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali possono essere considerate infinitamente rigide”. Le procedure adottate per procedere all'assemblaggio delle singole pareti al fine di modellare strutture tridimensionali consente di ottenere modelli di calcolo 3D con numero di gradi di libertà limitato cui è associato un onere computazionale ragionevole anche per strutture complesse in sede di analisi.

I nodi sono classificati come: tridimensionali a 5 gradi di libertà (le tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale e le rotazioni intorno agli assi X e Y trascurando dunque la rotazione attorno all'asse Z coerentemente con l'ipotesi di trascurare la risposta fuori piano delle pareti) all'intersezione tra una o più pareti; bidimensionali a 3 gradi di libertà (due traslazioni e la rotazione nel piano della parete) definiti su un'unica parete. Un'opportuno algoritmo di ripartizione delle masse consente di trasferire le azioni dai nodi bidimensionali a quelli tridimensionali al fine di garantire la conservazione della massa totale in ogni direzione.

Gli elementi in muratura ordinaria e quelli in muratura armata (o consolidati mediante rinforzi tipo FRP), coerentemente con quanto proposto nelle Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 al pto. 7.8.1.5.4., sono modellati come elementi trave non lineare (nello specifico caratterizzati da sei gradi di libertà con un legame a resistenza limitata e degrado della rigidezza in fase non lineare e capacità di spostamento ultima sancita in termini di drift limite. E' possibile inoltre modellare altre tipologie di elementi strutturali, quali catene, travi (in legno o in acciaio) ed elementi in calcestruzzo armato (travi, pilastri, setti), caratterizzati da comportamento non lineare.

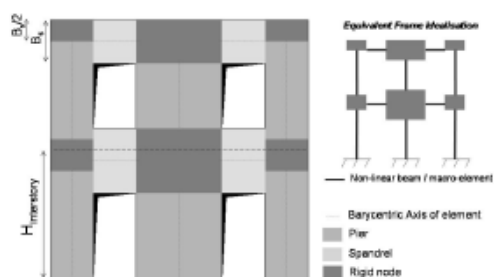
Gli elementi solaio, modellati come elementi membrana ortotropi, con 3 o 4 nodi (con due gradi di libertà per ciascun nodo) sono identificati: da una direzione principale, con modulo di Young  $E_1$ ; dal modulo di Young  $E_2$  nella direzione perpendicolare; dal modulo di Poisson  $\nu$ ; dal modulo di taglio  $G_{1,2}$ . Le grandezze  $E_1$  e  $E_2$  simulano pertanto il collegamento che il solaio, anche grazie all'effetto di cordoli o catene, esercita tra i nodi di incidenza nel piano della parete;  $G_{1,2}$  rappresenta invece la rigidezza a taglio del solaio nel piano, che governa la ripartizione delle azioni orizzontali tra le diverse pareti. L'elemento finito di riferimento considerato è l'elemento piano, in stato piano di tensione. La possibilità di modellare i solai come elementi membrana caratterizzati da rigidezza finita risulta particolarmente cruciale nel caso di manufatti caratterizzati da orizzontamenti per i quali l'ipotesi di rigidezza infinita (spesso adottata in molti modelli di calcolo) risulta del tutto inadeguata (quale il caso ad esempio di solai lignei oppure strutture voltate). Il modello di calcolo consente di effettuare analisi statiche lineari e non lineari per la verifica della sicurezza alla azioni ordinarie e sismica.

### 4.6.1 CRITERI PER LA DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA DI MASCHI E FASCE

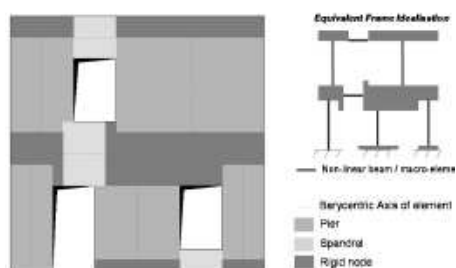
Il programma di calcolo 3Muri propone un algoritmo di generazione automatica della mesh (definito a partire da una serie di regole empiriche basate sul riscontro con il danno osservato a seguito di eventi sismici) che tuttavia può essere poi modificato arbitrariamente dall'utente quando quest'ultimo ritenga più appropriata l'adozione di criteri alternativi. In tal senso è dunque responsabilità del progettista incaricato quella di verificare l'aderenza della mesh proposta in automatico dal programma di calcolo con il caso effettivo di volta in volta esaminato (ad esempio preesistenti quadri fessurativi potrebbero fornire al progettista ulteriori elementi – evidentemente trascurati dall'algoritmo di generazione automatica della mesh – per la definizione della geometria degli elementi strutturali del telaio equivalente). Le Figure seguenti illustrano una esemplificazione dell'idealizzazione della parete in telaio equivalente nel caso di disposizione di aperture regolare ed irregolare rispettivamente in accordo ai principi utilizzati per la generazione automatica della mesh dal programma di calcolo adottato. Nello specifico i criteri di generazione automatica della mesh impiegati dal programma di calcolo (in relazione alla definizione delle porzioni di nodo rigido e delle fasce di piano) possono essere così sintetizzate:

- Altezza dei nodi: media delle altezze delle fasce adiacenti. La regola è applicata separatamente per ciascun livello;
- Altezza delle fasce: l'altezza coincide con la larghezza di sovrapposizione totale incrementata di metà della larghezza della regione di sovrapposizione parziale. Quando non c'è sovrapposizione la fascia non è generata.

Appare opportuno precisare inoltre che nel caso in cui due nodi adiacenti non siano collegati da alcun elemento deformabile (trave non lineare, fascia di piano) essi sono collegati automaticamente dal programma mediante una trave elastica rigida al fine di garantirne l'accoppiamento.

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

Idealizzazione della parete in muratura in telaio equivalente nel caso di disposizione di aperture regolare

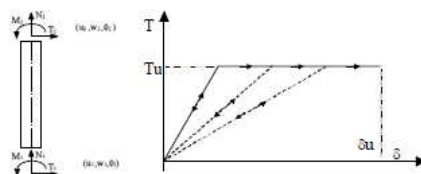


Idealizzazione della parete in muratura in telaio equivalente nel caso di disposizione di aperture irregolare

La geometria adottata per gli elementi strutturali che compongono il telaio equivalente concorre a definire la risposta sismica globale. La strada scelta è quella di conservare la modellazione delle pareti nel proprio piano assemblandole ad altre strutture, gli orizzontamenti, dei quali viene modellato il comportamento membranale. Il modello dell'edificio viene ad assumere così globalmente masse e rigidezze su tutti i gradi di libertà tridimensionali tenendo conto però, localmente, dei soli g.d.l. nel piano (nodi bidimensionali). In questo modo si può pervenire ad un modello strutturale essenziale senza gravarlo del calcolo della risposta fuori piano locale, che può comunque essere verificata a posteriori. Stabilito un riferimento globale unico per il modello dell'edificio, sono introdotti i riferimenti locali di ciascuna parete: si assume che le pareti giacciono in un piano verticale e si localizza la traccia in pianta della generica parete attraverso le coordinate di un punto, l'origine del riferimento locale  $O_i (x_i, y_i, z_i)$ , rispetto ad un sistema di riferimento cartesiano globale  $(X, Y, Z)$ , e l'angolo  $\theta_i$  calcolato rispetto all'asse X. Il sistema di riferimento locale della parete è così univocamente definito e la modellazione a macroelementi può avvenire con le stesse modalità del caso piano. I macroelementi, così come gli elementi trave o catena, mantengono il comportamento nel piano e non necessitano di essere riformulati.

**4.6.2 MODELLAZIONE DELLE PARETI IN MURATURA E CRITERI DI RESISTENZA ADOTTATI**

Gli elementi in muratura ordinaria (maschi e fasce), coerentemente con quanto proposto nelle Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 al pto. 7.8.1.5.4., sono modellati come elementi trave non lineare (nello specifico caratterizzati da sei gradi di libertà con un legame a resistenza limitata e degrado della rigidezza in fase non lineare).



Gradi di libertà (e corrispondenti caratteristiche di sollecitazione generalizzate) e comportamento non lineare dell'elemento trave non lineare

Nello specifico le caratteristiche di tale elemento possono essere così sintetizzate:

1. Rigidezza iniziale secondo le caratteristiche elastiche (fessurate) del materiale;
2. Comportamento bilineare con valori massimi di taglio e momento coerenti con i valori di stato limite ultimo;
3. Redistribuzione delle sollecitazioni interne all'elemento tali da garantire l'equilibrio;
4. Settaggio dello stato di danno secondo i parametri globali e locali;
5. Degradazione della rigidezza nel ramo plastico;
6. Controllo di duttilità mediante la definizione di drift massimo ( $\delta_u$ ) differenziato secondo quanto previsto nelle normative vigenti a seconda del meccanismo di danneggiamento agente sul pannello. In particolare il drift è computato secondo la seguente espressione:

$$\delta_u = \frac{(u_j - u_i)}{h} + \frac{(\phi_j + \phi_i)}{2} = \begin{cases} 0.4\% & \text{taglio} \\ 0.6\% & \text{pressoflessione} \end{cases}$$

7. Eliminazione dell'elemento (ossia l'elemento è in grado di garantire un contributo all'equilibrio esclusivamente per i contributi associati al suo peso proprio), al raggiungimento dello s.l.u. senza interruzione dell'analisi.

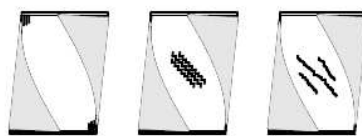
Tale formulazione è adottata sia per gli elementi "maschio" che per le "fasce di piano". I criteri di resistenza adottati sono particolarizzati per ciascuno di questi due tipi di elemento in accordo con le indicazioni specifiche fornite dalle normative. Si precisa che è trascurato il contributo di resistenza e di rigidezza fuori dal piano dell'elemento. La convenzione adottata per le caratteristiche di sollecitazione è illustrata nella figura precedente.

La struttura intrinseca della muratura, corsi più o meno regolari di mattoni o pietre, legati da malta, porta ad un sistema efficace a sopportare azioni di compressione, ma pressoché incapace di resistere ad azioni pure di trazione e resistente a flessione in ragione della compressione presente. I meccanismi di rottura connessi all'azione orizzontale, tipici per i maschi in muratura sono in generale



## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

ricinducibili ad una crisi per pressoflessione o per taglio; in quest'ultimo si includono solitamente meccanismi fessurativi di diversa natura, ascrivibili all'effetto delle tensioni tangenziali originate dalle azioni orizzontali, in combinazione con le componenti di compressione verticale. Riassumendo si possono distinguere tre principali modalità di rottura:



Schematizzazione dei meccanismi di rottura del pannello murario: pressoflessione- (a), taglio-scorrimento (b) e taglio-trazione con fessurazione diagonale (c)

Discriminante per l'attivazione del meccanismo effettivo tra i tre è una combinazione di fattori di diversa natura: la geometria del pannello, in particolare in termini di snellezza, le condizioni al contorno, l'entità del carico assiale e le caratteristiche geometriche e meccaniche dei componenti (elementi, malta) della muratura considerata.

$$M_{u,flex} = \frac{Nl}{2} \left( 1 - \frac{N}{k f_d l t} \right) = \frac{\sigma_o l^2 t}{2} \left( 1 - \frac{\sigma_o}{k f_d} \right)$$

dove  $t$  è lo spesso del pannello,

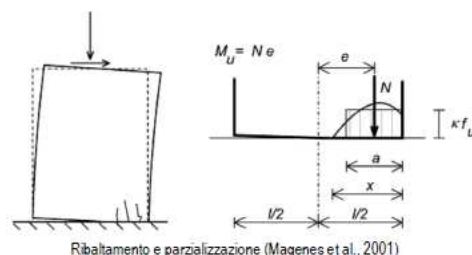
$l$  è la larghezza del pannello,

$f_d$  è la resistenza a compressione della muratura,

$k$  definisce l'ampiezza dello stress-block (usualmente  $k = 0.85 \div 1$ ),

$N$  è la normale agente sulla sezione,

$\sigma_o = \frac{N}{lt}$  è tensione normale di compressione media.



a) Pressoflessione (7.8.2.2.1 N.T.C. 2008): la condizione di rottura per pressoflessione nel piano è associata allo schiacciamento della muratura al lembo compresso delle sezioni estreme. La resistenza ultima per pressoflessione può essere calcolata assumendo per la zona compressa uno stress-block rettangolare.

La resistenza ultima a taglio può essere valutata come

$$V_{u,t} = f_t l t \quad (2)$$

dove  $t$  è lo spesso del pannello,

$l$  è la larghezza della zona compressa della sezione,

$f_t$  è la resistenza a taglio della muratura.

La resistenza a taglio  $f_t$  è data da un criterio di resistenza alla Coulomb, sommando un contributo dovuto alla coesione ad uno dovuto all'attrito:

$$f_t = f_{t0} + \mu \sigma_o \leq f_{t,lim} \quad (3)$$

in cui

$\sigma_o = \frac{N}{lt}$  è tensione normale media agente sulla parte compressa della

sezione,

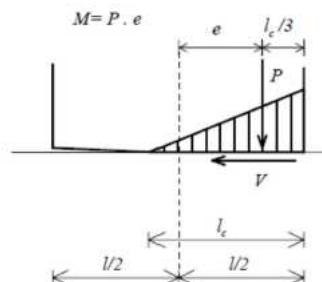
$\mu$  è il coefficiente di attrito (solitamente assunto pari a 0.4),

$f_{t0}$  è la resistenza iniziale a taglio in assenza di compressione

$f_{t,lim}$  è valore limite

superiore della resistenza a taglio (fessurazione degli elementi).

Considerando la condizione di parzializzazione della sezione, si può determinare la lunghezza della porzione compressa  $l_c$ .



b) Taglio-scorrimento (7.8.2.2.2 N.T.C. 2008) : il meccanismo è associato alla formazione di fessure orizzontali nei giunti di malta che divengono potenziali piani di scorrimento. Questo meccanismo è favorito da bassi livelli di carichi verticali e bassi valori del coefficiente d'attrito.

$$V_{u,drag} = \frac{f_m l t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{f_m}} \quad (4)$$

dove  $\sigma_o = \frac{N}{lt}$  è tensione normale di compressione media,

$b$

$f_m$

varia con il rapporto di forma  $h/l$  (usualmente  $1 \leq b \leq 1.5$ ),

è la resistenza a trazione convenzionale della muratura, che può essere anche espressa come

$f_m = 1.5 \tau_u$ , con  $\tau_u$  resistenza a taglio di riferimento della muratura.

Il Criterio del massimo sforzo principale di trazione è derivato dagli studi di Turnšek e Cačovic (1971) che ipotizzarono che la rottura per taglio avesse luogo quando lo sforzo principale (macroscopico) di trazione raggiunge un valore limite  $f_{tu}$ , assunto come resistenza a trazione convenzionale della muratura.

c) Taglio-trazione con fessurazione diagonale per edifici esistenti (C8.7.1.5 N.T.C. 2008): il meccanismo di danno è governato dalla formazione e dallo sviluppo di fessure diagonali inclinate, che possono seguire l'andamento dei giunti di malta oppure interessare gli elementi stessi.

Il modello bilineare elastico-prefettamente plastico non incrudente descritto da un tratto iniziale in cui l'elemento si comporta come una trave elastica deformabile a taglio (secondo la formulazione di Timoshenko) seguito da un ramo plastico in cui i valori di taglio e momento si mantengono pari a quelli massimi della curva di dominio. Ovvero l'elemento può sopportare incrementi di deformazione

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

ma non di carico. Riassumendo, nel caso si operi su edifici nuovi, o più precisamente, su muratura nuova, è imprescindibile l'uso del criterio di taglio-scorrimento ed i limiti di drift sono fissati in 0.4% a nel caso di danneggiamento per taglio e 0.8% nel caso di presso flessione. nNel caso di una muratura esistente, invece, si può scegliere se usare il criterio per taglio-scorrimento (salvo però dover determinare il valore di  $f_{v0}$  che non risulta di facile determinazione) o per taglio-trazione con fessurazione diagonale, mentre i limiti di drift sono 0.4% nel caso di danneggiamento a taglio e 0.6% per il meccanismo di pressoflessione.

**4.6.3 CRITERI DI RESISTENZA FASCE (TRAVI IN MURATURA)**

Occorre precisare che i criteri di resistenza sopraesposti in accordo a quanto precisato nelle Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 al punto 7.8.2.2.4, sono applicabili in generale nel caso delle travi in muratura (fasce) solo in presenza di sforzo assiale noto. Al punto 7.8.2.2.4 della suddetta norma è precisato altresì che nel caso in cui non sia noto lo stato di compressione assiale della trave in muratura:

- la resistenza a taglio può essere calcolata tramite la:

$$T_{u, fascia} = h t f_{v0}$$

in cui  $h$  è l'altezza della sezione della trave,  $t$  è lo spessore della parete e  $f_{v0}$  è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione.

- e il momento resistente per pressoflessione tramite la:

$$M_{u, fascia} = \frac{h H_p}{2} \left[ 1 - \frac{H_p}{0.85 f_h h t} \right],$$

in cui  $H_p$  è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente (ad esempio in presenza di un cordolo o una catena) ed il valore  $0.4 f_h h t$  con  $f_h$  resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale nel piano della parete. Tale valore risulta dunque diverso da zero solo nel caso in cui sia presente un elemento resistente a trazione accoppiato alla fascia. Tale criterio si basa sull'ipotesi di formazione di un meccanismo a puntone diagonale nella fascia.

- la resistenza a taglio può essere calcolata tramite la:

$$T_{u, fascia} = h t f_{v0}$$

Il modello di calcolo proposto (in cui i solai sono modellati come elementi membrana ortotropi- quindi dotati di rigidità finita) consente la determinazione dello sforzo assiale nelle fasce. Tuttavia, tale sforzo costituisce in generale una sottostima di quello realmente agente su tali elementi a causa di alcuni fenomeni che sono trascurati nel modello (quali ad esempio l'incremento dello sforzo normale conseguente a fenomeni d'innalzamento alla base dei maschi a seguito della parzializzazione della sezione) o modellati solo in maniera approssimata. In ragione di tale osservazione si precisa che, in sede di calcolo, i valori limite di resistenza sono assunti come pari al massimo tra ( $\mu_u$ ,  $\mu_{u, fascia}$ ) e ( $T_u$ ,  $T_{u, fascia}$ ), ossia come il massimo tra quelli computati nel caso in cui lo sforzo normale sia noto oppure incognito. Si precisa che nel caso in cui l'elemento sia soggetto a trazione, il contributo resistente da esso fornito è azzerato.

**4.6.4 MODELLAZIONE ELEMENTI IN CEMENTO ARMATO**

Gli elementi strutturali in calcestruzzo armato sono modellati come elementi non lineari a plasticità concentrata. Essi sono caratterizzati da un comportamento bilineare con resistenza limitata e comportamento elastico-perfettamente plastico con pendenza durante i cicli di scarico invariata rispetto a quella iniziale: la concentrazione della plasticità, con la conseguente formazione di cerniere plastiche, è localizzata esclusivamente agli estremi dell'elemento. I meccanismi resistenti considerati sono quelli: duttile a flessione (con o senza accoppiamento di sforzo normale) per ciascuna delle estremità dell'elemento e fragile a taglio. Nel caso del meccanismo duttile a flessione il controllo del raggiungimento delle condizioni ultime di collasso è monitorato attraverso la valutazione della capacità di rotazione della sezione alle estremità. Per i diversi elementi formulati, quali travi, pilastri e setti, sono poi caratterizzati i criteri di resistenza adottati per la definizione delle proprietà della cerniera plastica. La scelta di adottare un approccio a plasticità concentrata (rispetto ad altri approcci di modellazione adottati nel caso delle strutture in cemento armato, quali ad esempio quello a fibre) deriva in particolare dalla volontà di non gravare eccessivamente sull'onere computazionale, a fronte di un grado di accuratezza dell'analisi del comportamento dei singoli elementi soddisfacente nei riguardi delle risposta complessiva. Benché infatti il comportamento isteretico assunto non risulti certo il più accurato nei riguardi delle proprietà di dissipazione energetica di tali elementi, va ricordato che l'utilizzo del modello è nell'ambito di analisi incrementali monotone a collasso (analisi statica non lineare). Tale formulazione è inoltre coerente con le indicazioni introdotte nelle Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 al punto 7.8.1.5.4 : ".... omissis.....Gli elementi lineari in c.a. (cordoli, travi di accoppiamento) possono essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio". Si precisa inoltre che sono trascurati fenomeni del secondo ordine; tale assunzione trova giustificazione nell'accoppiamento di tali elementi con quelli in muratura, caratterizzati da limiti ultimi deformativi ben più contenuti. Si richiama infatti come il programma



---

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

---

di calcolo 3Muri sia finalizzato all'analisi della risposta di strutture in muratura o miste muratura-cemento armato (in cui comunque la struttura portante principale è quella in muratura).

**4.6.5 MODELLAZIONE ELEMENTO TRAVE ELASTICA (CATENE, TRAVI O PILASTRI IN ACCIAIO O LEGNO)**

Le travi sono geometricamente dei prismi elastici a sezione costante, individuati nel piano dalla posizione dei due nodi di estremità; conoscendo la lunghezza (dimensione prevalente), l'area, il momento di inerzia ed il modulo elastico è possibile ricostruire la matrice di rigidezza (applicando le regole del legame elastico) e, assumendo che permangano indefinitamente in campo elastico, non sono necessarie ulteriori considerazioni.

**4.6.6 MODELLAZIONE SOLAI**

Nel modello di calcolo adottato agli orizzontamenti – modellati come lastre dotate di opportuna rigidezza di piano- sono riconosciuti due ruoli fondamentali: quello di riportare alle pareti i carichi verticali gravanti su di essi; quello di ripartire, come elementi di irrigidimento di piano, le azioni orizzontali sulle pareti di incidenza. La risposta flessionale dei solai, significativa per la loro verifica di resistenza, ma trascurabile ai fini della risposta globale non è modellata (coerentemente con l'ipotesi fondamentale del modello tridimensionale a telaio equivalente adottato in cui è trascurata la risposta fuori piano delle pareti); i carichi sui solai sono ripartiti sulle pareti in funzione della direzione di orditura e delle aree di influenza.

In particolare i solai, modellati come elementi finiti a membrana ortotropa a 3 o 4 nodi, con due gradi di libertà per nodo (gli spostamenti  $u_x$  e  $u_y$ ), sono identificati da:

- una direzione di orditura, rispetto alla quale sono caratterizzati da un modulo elastico di Young  $E_1$ ;
- un modulo elastico di Young  $E_2$  in direzione perpendicolare all'orditura;
- il modulo di elasticità tangenziale  $G_{2,1}$  ;
- il coefficiente di Poisson  $\nu$ .

I moduli  $E_1$  ed  $E_2$  rappresentano, in particolare, il grado di collegamento che il solaio, anche grazie all'effetto di cordoli o catene, esercita tra i nodi di incidenza nel piano della parete. Il termine  $G_{2,1}$  rappresenta invece la rigidezza a taglio del solaio nel suo piano e da esso dipende la ripartizione delle azioni tra le pareti. E' possibile disporre un elemento solaio collegandolo ai nodi tridimensionali, giacché esso ha la funzione principale di ripartire le azioni orizzontali tra le varie pareti in proporzione alla loro rigidezza ed in funzione della propria, conferendo al modello quel carattere di tridimensionalità che dovrebbe avvicinarsi al reale funzionamento strutturale. L'elemento finito di riferimento considerato è l'elemento piano, in stato piano di tensione, a tre nodi.

**4.6.7 PROCEDURE DI ANALISI**

Il solutore implementa le fondamentali procedure di calcolo necessarie per l'analisi sismica. Inoltre, grazie all'opportuna formulazione degli elementi che possono comporre il telaio equivalente (maschi, fasce, elementi in c.a., catene/puntoni), è possibile estendere la trattazione anche in campo non lineare: ossia mediante analisi statiche incrementalì (in controllo di forze o di spostamento), analisi pushover (statiche non lineari in controllo misto forze- spostamenti) e dinamiche tridimensionali. Le procedure analisi possono raggrupparsi così in quattro tipologie fondamentali: a) analisi statiche lineari; b) analisi modali; c) analisi statiche non lineari (analisi incrementalì in controllo forze, spostamenti, o pushover); d) analisi dinamiche non lineari. Le analisi statiche lineari e dinamica modale opereranno su modelli elastico-lineari, trattabili mediante la consueta trattazione matriciale del legame elastico mentre le analisi non lineari (statica e dinamica non lineare) richiedono una formulazione più complessa. Si specifica che nel caso di analisi non lineari, le procedure incrementalì sono operati applicando una procedura iterativa di convergenza mediante l'algoritmo di Newton-Raphson.

Le informazioni suprariportate fanno riferimento al "Documento di Validazione 3 Muri" scaricabile dal sito del programma di calcolo.

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****5 R1.5 – RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE****5.1 AZIONI SULLA COSTRUZIONE**

Oltre ai pesi propri dei materiali strutturali e ai carichi permanenti non strutturali, sulla costruzione agiscono delle azioni non imputabili all'uomo quali quelle dovute alla neve, al vento, al sisma.

**5.1.1 COMBINAZIONE DELLE AZIONI**

<b>Combinazione S.L.U - Verifiche resistenza</b>	
– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):	
$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$	(2.5.1)
<b>Combinazione S.L.V - Verifiche resistenza</b>	
– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):	
$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$	(2.5.5)
$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$	(3.2.16)
$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} .$	(3.2.17)
<b>Combinazione S.L.D. - Verifiche contenimento del danno</b>	
– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):	
$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$	(2.5.5)
$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$	(3.2.16)
<b>Combinazione S.L.E rare - Verifiche deformabilità a breve termine</b>	
– Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:	
$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$	(2.5.2)
<b>Combinazione S.L.E quasi permanenti - Verifiche def.a lungo termine</b>	
– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:	
$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$	(2.5.4)
<b>Coeff. Parziali per le azioni</b>	
$\gamma_{G1}$ , Coeff. Carichi perm. Strutturali (verifica solai esistenti)	1.0
$\gamma_{G2}$ , Coeff. Carichi perm. non strutturali completamente definiti (verifica solai esistenti)	1.0
$\gamma_{G1}$ , Coeff. Carichi perm. Strutturali	1.3
$\gamma_{G2}$ , Coeff. Carichi perm. non strutturali non definiti	1.5
$\gamma_{Qi}$ , Coeff. Carichi azioni variabili	1.5



**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****5.1.2 CARICHI STATICI**

<p>Zona Neve = II  <math>C_e</math> (coeff. di esposizione al vento) = 1,00          Valore caratteristico del carico al suolo (<math>q_{sk} C_e</math>) = 100 daN/mq  <u>Copertura a due falde copertura piana:</u>          Angolo di inclinazione della falda = 19°  <math>\mu_1 = 0.80 \Rightarrow Q = 0,80 \text{ KN/mq} \Rightarrow Q = 1,00 \text{ KN/mq}</math>          a favore di sicurezza</p>	<p>Schema di carico:</p>
CALCOLO DELLE AZIONI DELLA NEVE Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4	

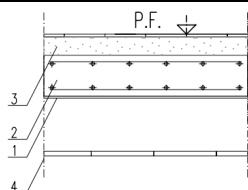
<p>Zona Vento = 3, Rugosità B, Cat. Esposizione IV  <math>q_b</math> (pressione cinetica di riferimento) = 45,5 dN/mq  <math>c_e</math> (coeff. di esposizione) = 1.92  <math>c_p</math> (coeff. di forma vento dir ortogonale al colmo) = 0.20          Azione del Vento <math>P</math>= Avremo quindi una pressione massima (in dir ortogonale al colmo) di 17.5 = 0.18 KN/mq</p>	CALCOLO DELLE AZIONI DEL VENTO Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4
---	---

**1-A - SOLAIO ESISTENTE PRIMO LIVELLO**

	<p>1) Intonaco sp. 1 cm;          2) Pignatte h. 16 cm;          3) Riempimento sp. 4 cm;          4) Caldana di completamento sp. 3 cm;          5) Massetto + Pavimento sp. medio 4 cm;          6) Controsoffitto (dove presente);</p>
<b>Analisi dei carichi</b>	<b>Peso (KN/m<sup>2</sup>)</b>
1-Intonaco sp medio 1 cm	0.20
2- Pignatte h=20 cm	0.60
3- Massetto in alleggerito h=4 cm	0.60
4- Caldana di completamento h=3 cm	0.60
5- Massetto + Pavimento	1.20
6-Controsoffitto in cartongesso	0.20
Tramezzature	0.80
Putrella in acciaio int. 80 cm	0.20
<b>G1 - Carichi strutturali solaio</b>	<b>2.00 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>G2 - Carichi portati non strutturali solaio</b>	<b>2.20 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Q1 - Sovraccarico accidentale (Cat. C1)</b>	<b>3.00 KN/m<sup>2</sup></b>

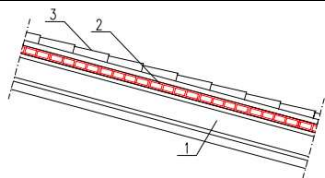
**1-A.1 - SOLAIO ESISTENTE PRIMO LIVELLO BALCONE**

<b>Analisi dei carichi</b>	<b>Peso (KN/m<sup>2</sup>)</b>
1-Intonaco sp medio 1 cm	0.20
2- Pignatte h=20 cm	0.60
3- Massetto in alleggerito h=4 cm	0.60
4- Caldana di completamento h=3 cm	0.60
5- Massetto + Pavimento	1.60
6-Controsoffitto in cartongesso	0.20
Putrella in acciaio int. 80 cm	0.20
<b>G1 - Carichi strutturali solaio</b>	<b>2.00 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>G2 - Carichi portati non strutturali solaio</b>	<b>2.20 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Q1 - Sovraccarico accidentale neve</b>	<b>1.00 KN/m<sup>2</sup></b>

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****1-B - SOLAIO ESISTENTE PRIMO LIVELLO PIANEROTTOLO**

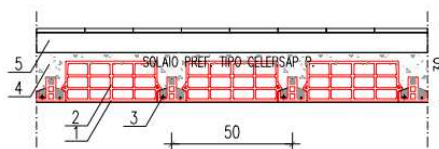
- 1) Intonaco sp. 1 cm;
- 2) Soletta piena h. 20 cm;
- 3) Massetto + Pavimento sp. medio 10 cm ;
- 4) Controsoffitto (dove presente);

<b>Analisi dei carichi</b>	<b>Peso (KN/m<sup>2</sup>)</b>
1-Intonaco sp medio 1 cm	0.20
2- Soletta c.a. h=20 cm	5.00
3- Massetto + Pavimento	1.80
4-Controsoffitto in cartongesso	0.20
<b>G1 – Carichi strutturali solaio</b>	<b>5.00 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>G2 – Carichi portati non strutturali solaio</b>	<b>2.20 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Q1 – Sovraccarico accidentale (Cat. C2)</b>	<b>4.00 KN/m<sup>2</sup></b>

**1-C - SOLAIO ESISTENTE PRIMO LIVELLO COPERTURA**

- 1) Travetto tipo "Varese" int. 100cm;
- 2) Tavelloni in laterizio;
- 3) Tegole.
- 4) Controsoffitto (dove presente);

<b>Analisi dei carichi</b>	<b>Peso (KN/m<sup>2</sup>)</b>
1-Travetto tipo Varese H 18 cm int. 100 cm	0.50
2-Tavelloni in laterizio sp. medio 6 cm	0.50
3- Massetto, guaina Manto di copertura in tegole coppi	0.80
4-Controsoffitto in cartongesso	0.20
<b>G1 – Carichi strutturali solaio</b>	<b>1.00 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>G2 – Carichi portati non strutturali solaio</b>	<b>1.00 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Q1 – Sovraccarico accidentale neve</b>	<b>1.00 KN/m<sup>2</sup></b>

**1-D - SOLAIO ESISTENTE PRIMO LIVELLO COPERTURA CT**

- 1) Intonaco sp. 1 cm;
- 2) Pignatte h. 16 cm;
- 3) Travetto prefabbricato precompresso 12x9 cm;
- 4) Caldana in c.a. sp. 4 cm;
- 5) Massetto + Guaina imperme. sp. medio 10 cm;

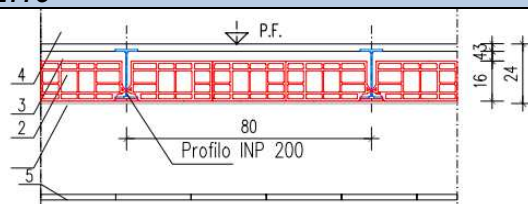
<b>Analisi dei carichi</b>	<b>Peso (KN/m<sup>2</sup>)</b>
1-Intonaco sp medio 1 cm	0.20
2+3+4 Solaio in laterocemento TIPO CELER SAP h 16,5+3 cm (interasse 50 cm)	2.20
3- Massetto + Guaina	1.80
<b>G1 – Carichi strutturali solaio</b>	<b>2.20 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>G2 – Carichi portati non strutturali solaio</b>	<b>2.20 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Q1 – Sovraccarico accidentale neve</b>	<b>1.00 KN/m<sup>2</sup></b>

**SCALA : RAMPE Largh: 1,20**

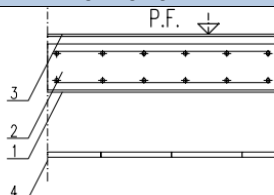
<b>Analisi dei carichi</b>	<b>Peso (KN/m)</b>
1- Intonaco sp. medio 1 cm	0.20
2-Soletta in Cemento Armato sp. 15 cm	6.00
3- Gradini	2.40
4-Rivestimento in gomma	0.20
<b>G1 – Carichi strutturali solaio</b>	<b>6.00 KN/m</b>
<b>G2 – Carichi portati non strutturali solaio</b>	<b>2.80 KN/m</b>
<b>Q1 – Sovraccarico accidentale (Cat. C2)</b>	<b>4.80 KN/m</b>



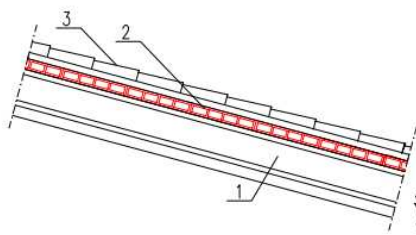
## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

**2-A - SOLAIO ESISTENTE SOTTOTETTO**

Analisi dei carichi	Peso (KN/m <sup>2</sup> )
1-Intonaco sp medio 1 cm	0.20
2- Pignatte h=20 cm	0.60
3- Massetto in alleggerito h=4 cm	0.60
4- Caldana di completamento h=3 cm	0.60
5-Controsoffitto in cartongesso	0.20
Putrella in acciaio int. 80 cm	0.20
<b>G1 – Carichi strutturali solaio</b>	<b>2.00 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>G2 – Carichi portati non strutturali solaio</b>	<b>0.50 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Q1 – Sovraccarico accidentale (Cat. H1)</b>	<b>0.50 KN/m<sup>2</sup></b>

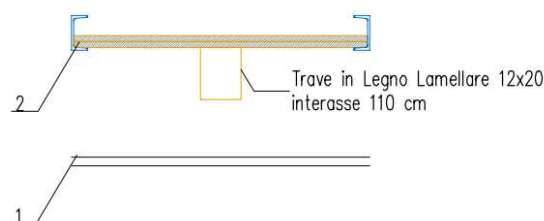
**2-B - SOLAIO ESISTENTE SECONDO LIVELLO PIANEROTTOLO**

Analisi dei carichi	Peso (KN/m <sup>2</sup> )
1-Intonaco sp medio 1 cm	0.20
2- Soletta c.a. h=20 cm	5.00
3- Massetto + Pavimento	1.20
4-Controsoffitto in cartongesso	0.20
<b>G1 – Carichi strutturali solaio</b>	<b>5.00 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>G2 – Carichi portati non strutturali solaio</b>	<b>1.60 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Q1 – Sovraccarico accidentale (Cat. H1)</b>	<b>0.50 KN/m<sup>2</sup></b>

**3-A SOLAIO ESISTENTE COPERTURA**

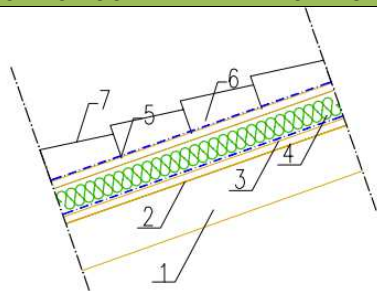
- 1) Travetto tipo "Varese" 14x18 int. 100cm;
- 2) Tavelloni in laterizio;
- 3) Tegole.

Analisi dei carichi	Peso (KN/m <sup>2</sup> )
1-Travetto tipo Varese H 18 cm int. 100 cm	0.50
2-Tavelloni in laterizio sp. medio 6 cm	0.60
3- Massetto, guaina Manto di copertura in tegole coppi	1.00
<b>G1 – Carichi strutturali solaio</b>	<b>1.10 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>G2 – Carichi portati non strutturali solaio</b>	<b>1.00 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Q1 – Sovraccarico accidentale neve</b>	<b>1.00 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Q2 – Sovraccarico accidentale vento</b>	<b>0.53 KN/m<sup>2</sup></b>

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****2-A - SOLAIO NUOVA REALIZZAZIONE STATO DI PROGETTO**

- 1) Controsoffitto in cartongesso;  
2) Tavolato in legno 3+3 cm;

<b>Analisi dei carichi</b>	<b>Peso (KN/m<sup>2</sup>)</b>
1-Controsoffitto in cartongesso	0.20
2-1+1 Tavolato in legno incrociato sp. 3 cm	0.40
Travetti in legno 14x20 interasse 120 cm	0.10
eventuali carichi appesi	0.20
<b>G1 – Carichi strutturali solaio</b>	<b>0.50 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>G2 – Carichi portati non strutturali solaio</b>	<b>0.40 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Q1 – Sovraccarico accidentale (Cat. H1)</b>	<b>0.50 KN/m<sup>2</sup></b>

**3-A - SOLAIO NUOVA REALIZZAZIONE STATO DI PROGETTO**

- 1) Travetti in Legno Lamellare;  
2) Tavolato ligneo sp. 3 cm;  
3) Barriera al Vapore tipo SELFTENE BV HE INDEX;  
4) Pannello isolante rigido in lana di roccia tipo Durok Energy Plus sp.12 cm;  
5) Pannello OSB sp 2,5 cm;  
6) Membrana impermeabile tipo MINERAL SELFTENE TEGOLA EP POLIESTERE INDEX;  
7) Listelli di Legno 4x4 cm Manto Copertura in Coppi ;

<b>Analisi dei carichi</b>	<b>Peso (KN/m<sup>2</sup>)</b>
2-Tavolato in legno sp. 3 cm	0.15
2+3-Pannello isolante + Guaina supporto	0.20
5-6-7- Manto di copertura in tegole coppi	0.70
1- Travetti in legno 16x20 interasse 90 cm	0.15
<b>G1 – Carichi strutturali solaio</b>	<b>0.30 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>G2 – Carichi portati non strutturali solaio</b>	<b>0.90 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Q1 – Sovraccarico accidentale neve</b>	<b>1.00 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Q2 – Sovraccarico accidentale vento</b>	<b>0.18 KN/m<sup>2</sup></b>

**5.2 ANALISI DI REGOLARITA'**

- La struttura ha una configurazione in pianta non regolare, in particolare non sono soddisfatti i punti a) e c) del §7.2.2 del DM18. La presenza delle due ali nel fabbricato, determinano sporgenze che non superano il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione. Non è soddisfatto il punto d) del §7.2.2 del DM18 in quanto gli orizzontamenti non possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti. L'edificio in oggetto non può essere considerato regolare in pianta.
- La struttura ha una configurazione in elevazione non regolare in quanto Massa e rigidezza non variano gradualmente dalla base alla sommità dell'edificio, I restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio non avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo.





COMUNE DI DERUTA

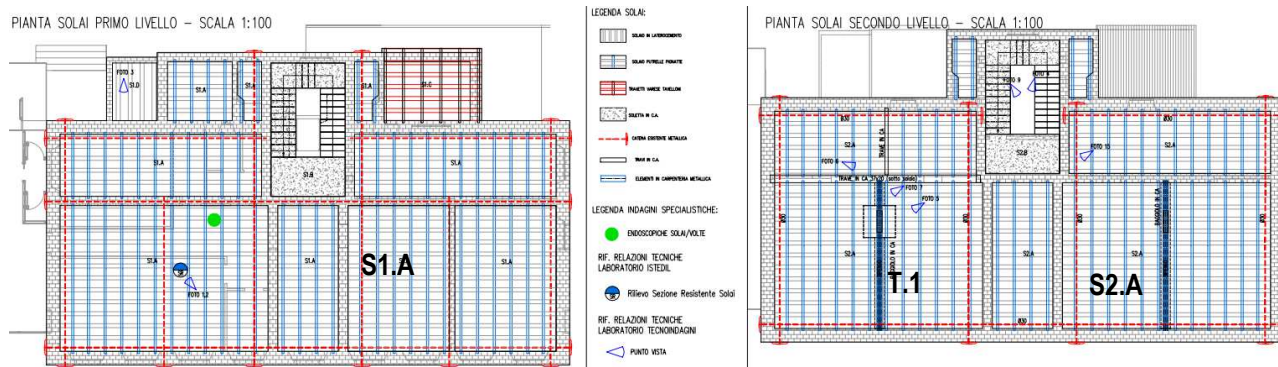
MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

### 5.3 VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' STATICA FINALIZZATA ALL'ANALISI SISMICA

Prima di eseguire l'analisi sismica del fabbricato, è necessario valutare la situazione statica di partenza, intendendo con questo la valutazione dello stato di sollecitazione degli elementi soggetti alla combinazione dei carichi gravitazionali in condizioni sismiche. L'obiettivo è quello di controllare che tutti gli elementi strutturali verifichino in termini di resistenza, nella situazione di carico preliminare all'ingresso delle forze sismiche laterali.

#### 5.3.1 SOLAI TRAVI LIVELLO 1

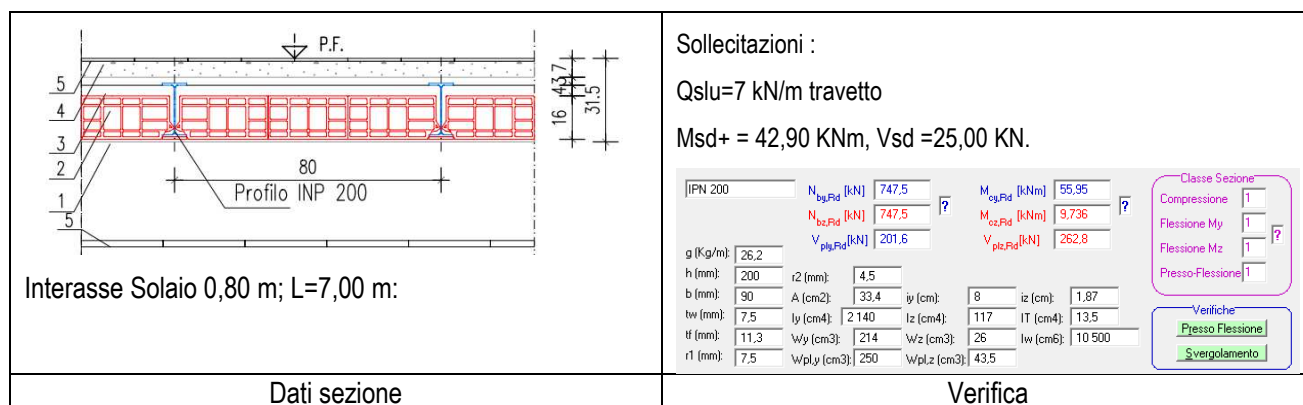


INDAGINI STATO DI FATTO - PIANTE SOLAI LIVELLO 1 E 2

La verifica dei solai deve essere condotta nel rispetto degli Stati Limite previsti per le condizioni di esercizio relative all'utilizzo degli stessi. In particolare, si vuol ricordare che le Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni al §8.5.5, in virtù di un accurato rilievo geometrico - strutturale di fatto obbligatorio per un edificio esistente, consente di utilizzare coefficienti parziali modificati, assegnando valori  $\gamma_G$  adeguatamente motivati. In particolare appare significativo valutare la combinazione statica che prevede  $\gamma_G = 1,0$  ed un  $\gamma_Q = 1,5$ .

#### VERIFICA SOLAIO 1-A

Il solaio putrelle e pignatte è caratterizzato da putrelle IPN 200 poste ad una distanza di 0,80 m l'una dall'altra; la verifica statica è quella del profilo metallico ipotizzato nello schema statico appoggio appoggio. Per il materiale del profilo si considera un acciaio S235 (LC3) pertanto il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature adottato sarà pari a 1,05 (Rif. Tab. 4.2 N.T.C. 2018).



#### VERIFICHE SLU:

1. Il solaio è in grado di resistere alle sollecitazioni previste da Normativa. Il Coefficiente di sicurezza **F.S. = 1,30**.

Con riferimento al Cap.8.3 delle NTC 2018 il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile e il valore del sovraccarico verticale previsto per le nuove costruzioni  $\zeta_v = 1$ .



COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

### VERIFICA TRAVE 1

Il muro in falso realizzato nei lavori di rifacimento della copertura è sostenuto da 3 IPE accoppiate; la verifica statica è quella del profilo metallico ipotizzato nello schema statico appoggio appoggio. Per il materiale del profilo si considera un acciaio S235 (LC3) pertanto il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature adottato sarà pari a 1,05 (Rif. Tab. 4.2 N.T.C. 2018).

--

### VERIFICHE SLU:

- La trave non è in grado di resistere alle sollecitazioni a flessione previste da Normativa. Il Coefficiente di sicurezza **F.S.= 0,58**.

Con riferimento al Cap.8.3 delle NTC 2018 il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile e il valore del sovraccarico verticale previsto per le nuove costruzioni  $\zeta_v < 0.1$ .

Tale aspetto risulta molto preoccupante soprattutto sotto sisma perché il peso della copertura in parte viene scaricato sul solaio di sottotetto che non è dimensionato per reggere tale azione dinamica.

	<p>Sollecitazioni :</p> <p><math>Q_{slu}=3 \text{ kN/m}</math> travetto, <math>Q_{slu}=40/7=5,70 \text{ kN/m}</math> (Scarico copertura ipotizzato distribuito su due travetti)</p> <p><math>M_{sd+} = 53 \text{ KNm}</math>, <math>V_{sd} =30,00 \text{ KN}</math>.</p>															
<p>Interasse Solaio 0,80 m; L=7,00 m:</p>	<table><tr><td>IPN 200</td><td><math>N_{b,Rd} \text{ [kN]}</math></td><td>747,5</td><td><math>M_{b,Rd} \text{ [kNm]}</math></td><td>55,95</td></tr><tr><td></td><td><math>N_{t,Rd} \text{ [kN]}</math></td><td>747,5</td><td><math>M_{t,Rd} \text{ [kNm]}</math></td><td>9,736</td></tr><tr><td></td><td><math>V_{b,Rd} \text{ [kN]}</math></td><td>201,6</td><td><math>V_{t,Rd} \text{ [kN]}</math></td><td>262,8</td></tr></table> <p>g (Kg/m): 26,2</p> <p>h (mm): 200</p> <p>b (mm): 90</p> <p>tw (mm): 7,5</p> <p>tf (mm): 11,3</p> <p>r1 (mm): 7,5</p> <p>r2 (mm): 4,5</p> <p>A (cm<sup>2</sup>): 33,4</p> <p>Iy (cm<sup>4</sup>): 2140</p> <p>Iz (cm<sup>4</sup>): 117</p> <p>Wy (cm<sup>3</sup>): 214</p> <p>Wz (cm<sup>3</sup>): 26</p> <p>Wply (cm<sup>3</sup>): 250</p> <p>Wplz (cm<sup>3</sup>): 43,5</p> <p>iy (cm): 8</p> <p>iz (cm): 1,87</p> <p>It (cm<sup>4</sup>): 13,5</p> <p>Iw (cm<sup>6</sup>): 10 500</p> <p>Classe Sezione:</p> <p>Compressione 1</p> <p>Flessione My 1</p> <p>Flessione Mz 1</p> <p>Presso-Flessione 1</p> <p>Verifiche:</p> <p>Presso Flessione</p> <p>Svergolamento</p>	IPN 200	$N_{b,Rd} \text{ [kN]}$	747,5	$M_{b,Rd} \text{ [kNm]}$	55,95		$N_{t,Rd} \text{ [kN]}$	747,5	$M_{t,Rd} \text{ [kNm]}$	9,736		$V_{b,Rd} \text{ [kN]}$	201,6	$V_{t,Rd} \text{ [kN]}$	262,8
IPN 200	$N_{b,Rd} \text{ [kN]}$	747,5	$M_{b,Rd} \text{ [kNm]}$	55,95												
	$N_{t,Rd} \text{ [kN]}$	747,5	$M_{t,Rd} \text{ [kNm]}$	9,736												
	$V_{b,Rd} \text{ [kN]}$	201,6	$V_{t,Rd} \text{ [kN]}$	262,8												
<p>Dati sezione</p>	<p>Verifica</p>															

### VERIFICHE SLU:

- Il solaio è in grado di resistere alle sollecitazioni previste da Normativa. Il Coefficiente di sicurezza **F.S.= 1,05**.

Con riferimento al Cap.8.3 delle NTC 2018 il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile e il valore del sovraccarico verticale previsto per le nuove costruzioni  $\zeta_v = 1$ .



COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

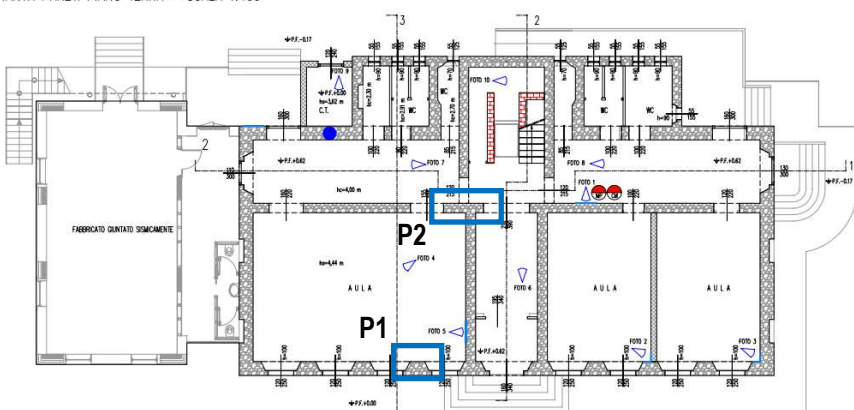
### 5.3.2 VERIFICA IDONEITA' STATICA DELLE PARETI

Le verifiche effettuate sono verifiche a pressoflessione (4.5.6.2 N.T.C.). Le ipotesi di calcolo si possono riassumere nei seguenti punti:

- per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni al §8.5.5, in virtù di un accurato rilievo geometrico – strutturale di fatto obbligatorio per un edificio esistente, consente di utilizzare coefficienti parziali modificati, assegnando valori  $\gamma_G$  adeguatamente motivati. In particolare appare significativo valutare la combinazione statica che prevede  $\gamma_G = 1,0$  ed un  $\gamma_Q = 1,5$ .
- Si assume come coefficiente di sicurezza sul materiale, così come definito al punto 4.5.6.1 delle N.T.C.,  $\gamma_M = 3$ .
- Si assume come resistenza media a compressione LC2 fm=1,50 Mpa pertanto la resistenza di progetto sarà pari a fd=0,50 Mpa;

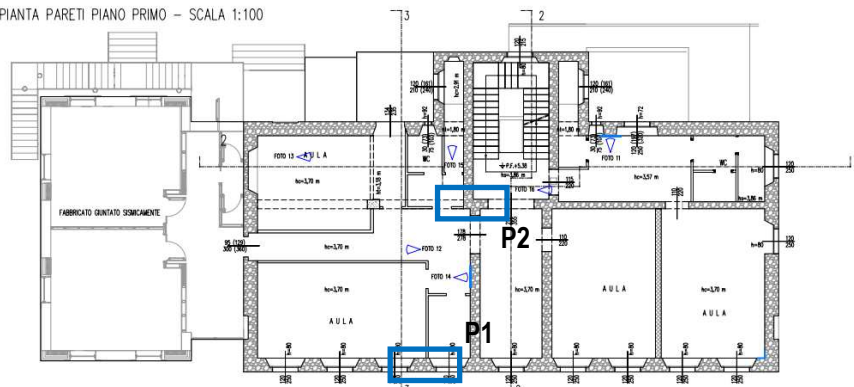
Per la verifica si fa riferimento alle pareti più sollecitate.

PIANTA PARETI PIANO TERRA – SCALA 1:100



INDAGINI STATO DI FATTO – PIANTE PARETI PIANO TERRA

PIANTA PARETI PIANO PRIMO – SCALA 1:100



INDAGINI STATO DI FATTO – PIANTE PARETI PIANO PRIMO

### VERIFICA A PRESSOFLESSIONE (4.5.6.2 N.T.C.)- PARETE P1

Piano	Sezione Verifica	Sp.	Lung.	Altezza	$\lambda$	ei	mi	$\phi_i$	Nd	C.S.
-	-	[m]	[m]	[m]	[-]	[m]	-	-	[kN]	-
1	appoggio del solaio	0,60	1,10	4,20	7,00	0,08	0,78	0,39	74,69	3,92
	mezza altezza	0,60	1,10	4,20	7,00	0,05	0,50	0,48	137,69	1,15
Piano	Sezione Verifica	Sp.	Lung.	Altezza	$\lambda$	ei	mi	$\phi_i$	Nd	C.S.
-	-	[m]	[m]	[m]	[-]	[m]	-	-	[kN]	-
0	appoggio del solaio	0,60	1,10	4,90	8,17	0,05	0,52	0,64	276,81	1,73
	mezza altezza	0,60	1,10	4,90	8,17	0,03	0,32	0,74	350,31	0,70

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

La verifica delle pareti a piano terra non risulta soddisfatta a mezza altezza ( $C.S.=0,70<1$ ) tuttavia tale risultato risulta decisamente influenzato dal coefficiente di sicurezza sui materiali pari a 3 e dal livello di conoscenza adottato (LC2) che determina una tensione a rottura a compressione di progetto pari a 0,50 MPa. Se si considera il buono stato di conservazione della parete e i risultati delle prove di compressione si può concludere che il risultato ottenuto non risulta preoccupante ma è legato a un coefficiente di sicurezza eccessivamente penalizzante.

Considerando gli interventi di inserimento delle connessione trasversale previsto per la parete in fase di progetto è possibile considerare un valore di resistenza a compressione pari a  $f_m=2,50$  Mpa pertanto la resistenza di progetto sarà pari a  $f_d=0,83$  Mpa. Con questi valori la verifica verrebbe soddisfatta.

Con riferimento al Cap.8.3 delle NTC 2018 il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile e il valore del sovraccarico verticale previsto per le nuove costruzioni  $\zeta_v=1$ .

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE (4.5.6.2 N.T.C.)- PARETE P2										
Piano	Sezione Verifica	Sp.	Lung.	Altezza	$\lambda$	ei	mi	$\phi_i$	Nd	C.S.
-	-	[m]	[m]	[m]	[-]	[m]	-	-	[kN]	-
1	appoggio del solaio	0,45	1,20	4,20	9,33	0,02	0,28	0,57	131,78	5,47
	mezza altezza	0,45	1,20	4,20	9,33	0,01	0,14	0,63	162,56	1,40
Piano	Sezione Verifica	Sp.	Lung.	Altezza	$\lambda$	ei	mi	$\phi_i$	Nd	C.S.
-	-	[m]	[m]	[m]	[-]	[m]	-	-	[kN]	-
0	appoggio del solaio	0,45	1,90	4,90	10,89	0,06	0,78	0,50	352,44	1,18
	mezza altezza	0,45	1,90	4,90	10,89	0,03	0,39	0,64	404,86	0,68

La verifica delle pareti a piano terra non risulta soddisfatta a mezza altezza ( $C.S.=0,68<1$ ) tuttavia tale risultato risulta decisamente influenzato dal coefficiente di sicurezza sui materiali pari a 3 e dal livello di conoscenza adottato (LC2) che determina una tensione a rottura a compressione di progetto pari a 0,50 MPa. Se si considera il buono stato di conservazione della parete e i risultati delle prove di compressione si può concludere che il risultato ottenuto non risulta preoccupante ma è legato a un coefficiente di sicurezza eccessivamente penalizzante.

Considerando gli interventi di inserimento delle connessione trasversale previsto per la parete in fase di progetto è possibile considerare un valore di resistenza a compressione pari a  $f_m=2,50$  Mpa pertanto la resistenza di progetto sarà pari a  $f_d=0,83$  Mpa. Con questi valori la verifica verrebbe soddisfatta.

Con riferimento al Cap.8.3 delle NTC 2018 il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile e il valore del sovraccarico verticale previsto per le nuove costruzioni  $\zeta_v=1$ .



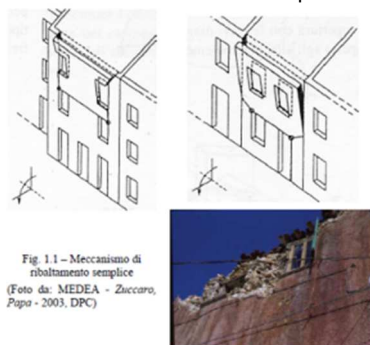
## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

#### 5.4 VERIFICA MECCANISMI LOCALI STATO DI FATTO (C8.7.1.6 NTC)

Il procedimento segue il metodo di analisi dei meccanismi locali di collasso valido per gli edifici esistenti in muratura, analisi cinematica lineare, e le corrispondenti formule utilizzate sono in accordo alla vigente normativa (Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018, “Norme Tecniche per le Costruzioni”, e relativa Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 7 del 21/01/19 “Istruzioni per l'applicazione delle «Norme Tecniche per le Costruzioni» di cui al D.M. 17/2018”).

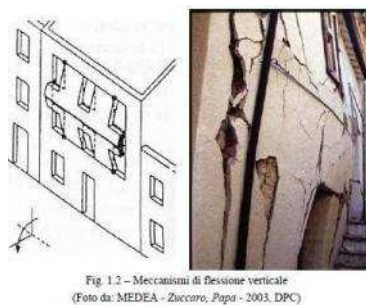
I cinematismi più frequenti per edifici esistenti in muratura sono:

## 1-Meccanismo di Ribaltamento Semplice



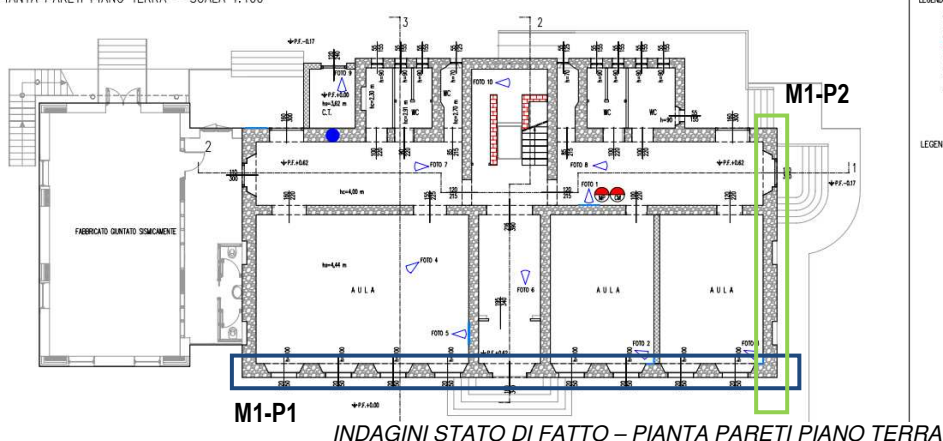
Il ribaltamento semplice di pareti esterne degli edifici dovute all'azione del sisma rappresenta una situazione di danno tra le più frequenti e pericolose. Questa si schematizza come una rotazione rigida di porzioni di parete attorno a una cerniera cilindrica orizzontale posta alla base, la rotazione è attivata da sollecitazioni fuori dal piano. Tale situazione si verifica quando il muro investito dall'azione sismica risulta libero in sommità e non ammortato alle pareti ad esso ortogonali. Anche se queste ultime hanno una qualità insoddisfacente, il meccanismo si manifesta per primo nella parete normale all'azione sismica. Le condizioni di vincolo che rendono possibile questo meccanismo sono quindi l'assenza di connessioni nel martello murario ed assenza di dispositivi di collegamento come cordoli o catene, in testa alla testa ribaltante. Tale meccanismo viene utilizzato per il dimensionamento di catene o tiranti.

## 2- Meccanismo di Flessione Verticale



Una situazione piuttosto comune negli edifici in muratura è rappresentata da una parete vincolata agli estremi e libera nella zona centrale. E' questo il caso, ad esempio, di un edificio con un cordolo in sommità ed i solai intermedi privi di qualsiasi connessione; una situazione di questo tipo si presenta anche quando si considera la porzione di parte compresa tra due solai ben collegati ad essa. In queste condizioni la presenza in sommità di un dispositivo di connessione impedisce il ribaltamento della parete verso l'esterno. Tuttavia questa, sotto l'effetto dello scuotimento orizzontale, può collassare per instabilità verticale. Tale meccanismo si manifesta con la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale (nel punto in cui la risultante degli sforzi normali della parete esce dalla sezione trasversale) che consente l'innescio del cinematisimo in questione.

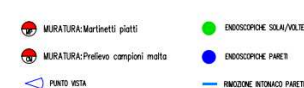
PIANTA PARETI PIANO TERRA - SCALA 1:100



LEGENDA PARETI:



LEGENDA INDAGINI SPECIALISTICHE:



REF. RELAZIONI TECNICHE LABORATORIO ISTEDU

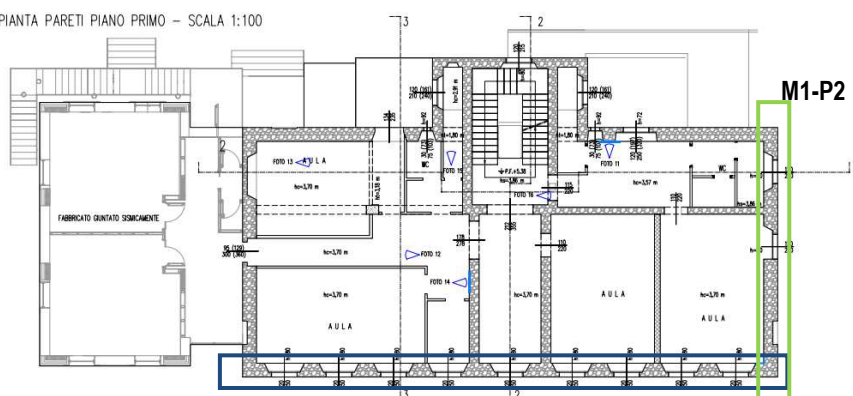


COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

PIANTA PARETI PIANO PRIMO - SCALA 1:100



**M1-P1** INDAGINI STATO DI FATTO - PIANTE PARETI PIANO PRIMO

LEGENDA PARETI:

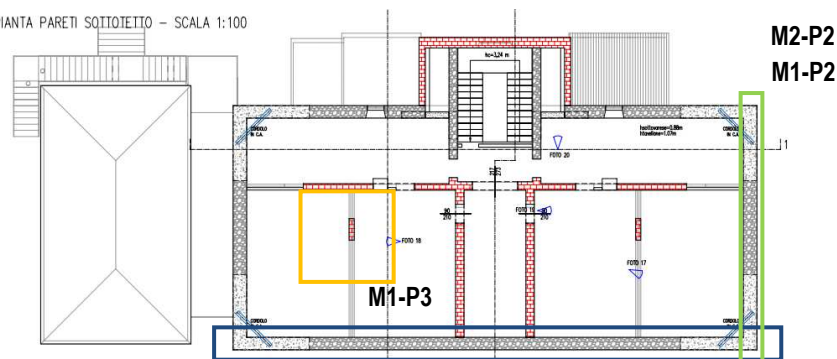


LEGENDA INDAGINI SPECIALISTICHE:



REF. RELAZIONI TECNICHE LABORATORIO ISTEEL

PIANTA PARETI SOTTOTETTO - SCALA 1:100



**M1-P1** INDAGINI STATO DI FATTO - PIANTE PARETI SOTTOTETTO

LEGENDA PARETI:



LEGENDA INDAGINI SPECIALISTICHE:



REF. RELAZIONI TECNICHE LABORATORIO ISTEEL

### Parete 1: meccanismo di ribaltamento semplice

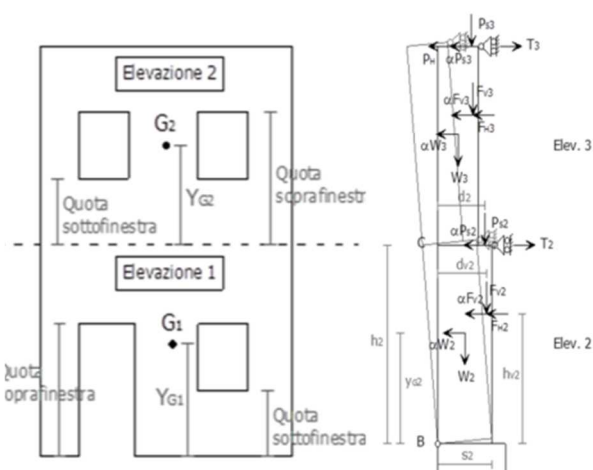
Le pareti NON risultano ammassate tra loro da pareti di controventamento per tanto si fa riferimento a meccanismi di ribaltamento semplice. Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi di attivazione dei meccanismi locali di pareti monolitiche non efficacemente collegate alle pareti di controvento e non vincolate agli orizzontamenti e delle relative pga per le verifiche. Nel caso di parete a più piani l'applicazione valuta il ribaltamento della stessa per diverse posizioni della cerniera cilindrica, in corrispondenza dei vari orizzontamenti, e fornisce i valori del moltiplicatore associato a ciascuna condizione esaminata.

I meccanismi indagati per le pareti P1, P2 sono:

- M1-A Ribaltamento delle elevazioni 3-2-1
- M1-B Ribaltamento delle elevazioni 3-2
- M1-C Ribaltamento delle elevazioni 3

I meccanismi indagati per la parete P3 sono:

- M1-A Ribaltamento delle elevazioni 3





## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA CIRCOLARE N. 7 DEL 21-01-2019 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 17-2018	
Fattore di struttura q	2,00
Coefficiente di amplificazione topografica $S_T$	1,00
Categoria suolo di fondazione	B
PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	<b>0,192</b>
Fattore di amplificazione massima dello spettro $F_0$	2,458
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_c^*$ [sec]	0,316
Fattore di smorzamento	1,000
Altezza della struttura H [m]	13,00
Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_s$	1,200
Coefficiente $C_c$	1,385
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	1,200
Numero di piani dell'edificio N	3
Coefficiente di partecipazione modale $\gamma$	1,286
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura $T_1$ [sec]	0,342

Si considera il contributo delle catene realizzate negli interventi dei primi anni ottanta.

	$\left\{ \begin{aligned} T_1 &= f_d \cdot A_2 \\ T_2 &= f_t \cdot [2 \cdot (b + t \cdot \tan \beta) + 2 \cdot (a + t \cdot \tan \beta)] \cdot t \rightarrow T = \min \{T_1, T_2, T_3\} \\ T_3 &= \sigma_r \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{A_2/A_1} \end{aligned} \right.$
DETERMINAZIONE TIRO CATENA	

DETERMINAZIONE DEL TIRO DELLA CATENA P1		
CARETTISTICHE GEOMETRICHE	Area della sezione trasversale del tirante $A_2$ [mm <sup>2</sup> ]	314,0
	Altezza della piastra di ancoraggio del tirante a [cm]	20,0
	Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante b [cm]	60,0
	Spessore della parete su cui è ancorato il tirante t [cm]	60,0
	Angolo di attrito della muratura $\beta$ [°]	20,0
	Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante $A_1$ [cm <sup>2</sup> ]	1200,0
	Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [m]	5,0
PARAMETRI MECCANICI	Area di ripartizione delle azioni di compressione $A_2$ [cm <sup>2</sup> ]	2100,0
	$\sqrt{A_2/A_1} \approx 2$	1,3
	Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di $T_3$ [%]	50,0%
	Fattore di confidenza $F_c$	1,20
	Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura $\gamma_M$	2,00
	Resistenza di calcolo dei tiranti $f_{t,S}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	235,00
	Resistenza media a compressione della muratura $f_{cm}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	150,00
TIRO DELLA CATENA	Resistenza media a taglio della muratura $\tau_0$ [N/cm <sup>2</sup> ]	3,23
	Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	62,50
	Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	1,34
	Resistenza dei tiranti allo sneramento $T_1$ [kN]	73,8
	Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio $T_2$ [kN]	16,6
	Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura $T_3$ [kN]	99,2
	Massimo tiro esplicabile dalla catena T [kN]	<b>16,6</b>

DETERMINAZIONE DEL TIRO DELLA CATENA P2		
CARETTISTICHE GEOMETRICHE	Area della sezione trasversale del tirante $A_2$ [mm <sup>2</sup> ]	700,0
	Altezza della piastra di ancoraggio del tirante a [cm]	20,0
	Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante b [cm]	40,0
	Spessore della parete su cui è ancorato il tirante t [cm]	55,0
	Angolo di attrito della muratura $\beta$ [°]	20,0
	Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante $A_1$ [cm <sup>2</sup> ]	800,0
	Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [m]	5,0
PARAMETRI MECCANICI	Area di ripartizione delle azioni di compressione $A_2$ [cm <sup>2</sup> ]	1500,0
	$\sqrt{A_2/A_1} \approx 2$	1,4
	Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di $T_3$ [%]	50,0%
	Fattore di confidenza $F_c$	1,20
	Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura $\gamma_M$	2,00
	Resistenza di calcolo dei tiranti $f_{t,S}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	235,00
	Resistenza media a compressione della muratura $f_{cm}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	150,00
TIRO DELLA CATENA	Resistenza media a taglio della muratura $\tau_0$ [N/cm <sup>2</sup> ]	3,23
	Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	62,50
	Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	1,34
	Resistenza dei tiranti allo sneramento $T_1$ [kN]	164,5
	Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio $T_2$ [kN]	11,8
	Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura $T_3$ [kN]	68,5
	Massimo tiro esplicabile dalla catena T [kN]	<b>11,8</b>

I meccanismi analizzati per il progetto degli elementi di contenimento sono quelli che fanno riferimento alle pareti più significative.

Si ipotizza il comportamento monolitico delle pareti (ipotesi connessioni trasversali efficaci)



COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

M1 - CARATTERIZZAZIONE PARETE P1							
Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA PARETE					Peso specifico della muratura $\gamma$ [kN/m³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
	Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
	Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]		
1	1,20	3,90	23,00	13,20	25,00	20,0	0,00
2	1,10	3,80	25,00	12,60	25,00	20,0	0,00
3			25,00	25,00	25,00	20,0	0,00
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI							
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo $s_i$ [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo $h_i$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_i$ [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_{vi}$ [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo $h_{vi}$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo $y_{Gi}$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) $y_{Gi}$ [m]
1	0,60	4,90	0,50			2,46	
2	0,60	4,20	0,50			1,94	
3	0,55	1,10	0,25			0,55	
AZIONI SUI MACROELEMENTI							
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo $W_i$ [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) $W_i$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]	Spinta statica della copertura $P_{Hi}$ [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{vi}$ [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Hi}$ [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo $T_i$ [kN]
1	1058,9		504,0	0,0			120
2	858,2		180,0				48
3	302,5		160,0				0
DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI						
	Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]		
	3 - 2 - 1	658,3	382,0	0,0	1024,8		
	3 - 2	340,7	130,0	0,0	201,6		
	3	83,2	40,0	0,0	0,0		
	MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI						
	Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]	
	3 - 2 - 1	11395,5	5739,6	0,0	0,0	0,0	
	3 - 2	3098,6	1604,0	0,0	0,0	0,0	
	3	166,4	176,0	0,0	0,0	0,0	





## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

MULTIPLICATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	0,121	1,20	252,869	0,810	1,217
	3 - 2	0,143		127,272	0,832	1,405
	3	0,360		41,911	0,889	3,309

	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	y(Z) = Z/H	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	3 - 2 - 1			0,207	
	3 - 2	4,90	0,377	0,239	5,797
	3	9,10	0,700	0,562	7,353

Affinché il cinematismo risulti verificato è necessario controllare che l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo verifichi entrambe le disuguaglianze (eq. C8A.4.9 e C8A.4.10 della Circ. n.617 2/2/09).

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	DOMANDA		CAPACITA'	
		$a_g(SLV)$ (C8DA.4.9; C8A.4.10) [m/sec <sup>2</sup> ]	Periodo di ritorno domanda SLV (anni)	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]	% Capacità rispetto alla domanda
	3 - 2 - 1	1,131	712	1,217	107,56%
	3 - 2	1,348	712	1,405	104,24%
	3	2,503	712	3,309	132,21%

Le pareti considerate **sono verificate** in relazione al cinematismo implementato.

## M1 - CARATTERIZZAZIONE PARETE P2

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA PARETE					Peso specifico della muratura γ [kN/m³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
	Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
	Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]		
1	1,20	3,90	9,99	7,10	11,70	20,0	0,00
2	1,10	3,80	11,70	7,50	11,70	20,0	0,00
3			11,70	11,70	11,70	20,0	0,00

## CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI

Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo $s_i$ [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo $h_i$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_i$ [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_{vi}$ [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo $h_{vi}$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo $y_{Gi}$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) $y_{Gi}$ [m]
1	0,60	4,90	0,50			2,51	
2	0,60	4,20	0,50			2,00	
3	0,55	1,10	0,25			0,55	

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

AZIONI SUI MACROELEMENTI							
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo $W_i$ [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) $W_i$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]	Spinta statica della copertura $P_H$ [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Vi}$ [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Hi}$ [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo $T_i$ [kN]
1	514,3		70,0	0,0			48
2	453,6		25,0				22
3	141,6		70,0				0

DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI					
	Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]	
	3 - 2 - 1	329,3	65,0	0,0	435,4	
	3 - 2	175,0	30,0	0,0	92,4	
	3	38,9	17,5	0,0	0,0	
	MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI					
	Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
	3 - 2 - 1	5784,4	1284,5	0,0	0,0	0,0
	3 - 2	1577,4	476,0	0,0	0,0	0,0
	3	77,9	77,0	0,0	0,0	0,0

MULTIPLICATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	0,117	1,20	103,909	0,800	1,200
	3 - 2	0,145		58,029	0,825	1,436
	3	0,364		19,171	0,889	3,351

	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo $Z$ [m]	$y(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	3 - 2 - 1			0,204	
	3 - 2	4,90	0,377	0,244	5,925
	3	9,10	0,700	0,569	7,447

Affinché il cinematiso risulti verificato è necessario controllare che l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo verifichi entrambe le disuguaglianze (eq. C8A.4.9 e C8A.4.10 della Circ. n.617 2/2/09).



## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

		DOMANDA		CAPACITA'	
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ (C8DA.4.9; C8A.4.10) [m/sec <sup>2</sup> ]	Periodo di ritorno domanda SLV (anni)	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]	% Capacità rispetto alla domanda
	3 - 2 - 1	1,131	712	1,200	106,04%
	3 - 2	1,348	712	1,436	106,53%
	3	2,503	712	3,351	133,91%

Le pareti considerate **sono verificate** in relazione al cinematiso implementato.

## M1 - CARATTERIZZAZIONE PARETE P3

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA PARETE					Peso specifico della muratura γ [kN/m³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
	Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
	Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]		
3			1,10	1,10	1,10	18,0	0,00

## CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI

Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo $S_i$ [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo $h_i$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_i$ [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_{vi}$ [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo $h_{vi}$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo $y_{Gi}$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) $y_{Gi}$ [m]
3	0,25	2,20	0,12			1,10	

## AZIONI SUI MACROELEMENTI

Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo $W_i$ [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) $W_i$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]	Spinta statica della copertura $P_H$ [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{vi}$ [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Hi}$ [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo $T_i$ [kN]
3	10,9		80,0	0,00			0,0

## MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI

DATI DI CALCOLO	Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
	3	1,4	9,6	0,0	0,0



## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

	MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI					
	Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
	3	12,0	176,0	0.0	0.0	0

MOLTIPLICATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3	0.058	1.20	8,997	0,971	0,491

	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo $Z$ [m]	$y(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	3	9.10	0,700	0,083	1,091

Affinché il cinematiso risulti verificato è necessario controllare che l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo verifichi entrambe le disuguaglianze (eq. C8A.4.9 e C8A.4.10 della Circ. n.617 2/2/09).

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	DOMANDA		CAPACITA'	
		$a_g(SLV)$ (C8DA.4.9; C8A.4.10) [m/sec <sup>2</sup> ]	Periodo di ritorno domanda SLV (anni)	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]	% Capacità rispetto alla domanda
	3	2,503	712	0,491	19,62%

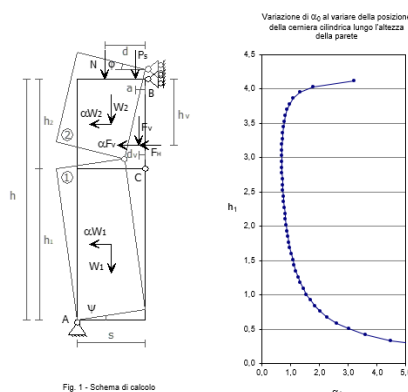
Le pareti considerate **non sono verificate** in relazione al cinematiso implementato: la capacità del sistema analizzato è circa il 19% della domanda richiesta dalla normativa per la parete P3.

L'analisi dei risultati emersi dal calcolo, svolto considerando gli adeguati coefficienti riduttivi della capacità in relazione al livello di conoscenza, indica una condizione carente relativamente al rischio sismico per la struttura analizzata legata alla realizzazione di muri in falso, sui quali convergono i cantonali e le travi di colmo, soggetti a ribaltamento. Tale carenza si osserva anche per le colonne in muratura che portano la copertura nel corpo scale.

#### Pareti 2,: meccanismo di flessione verticale parete monolitica (Cinematismi a un piano)

Le pareti risultano ammassate tra loro da pareti di controventamento e trattenute da cordoli/tiranti ad ogni piano dell'edificio. Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi di attivazione dei meccanismi locali di pareti monolitiche vincolate agli orizzontamenti (pareti trattenute da efficaci vincoli di connessione in corrispondenza degli orizzontamenti) ad ogni piano dell'edificio e delle relative pga per le verifiche (CINEMATISMO A 1 PIANO). Si considera la flessione verticale di una fascia muraria continua da cielo a terra di larghezza unitaria appartenente alla parete in esame. I meccanismi indagati per la parete P2 sono:

- M2 elevazione 1 P2







## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

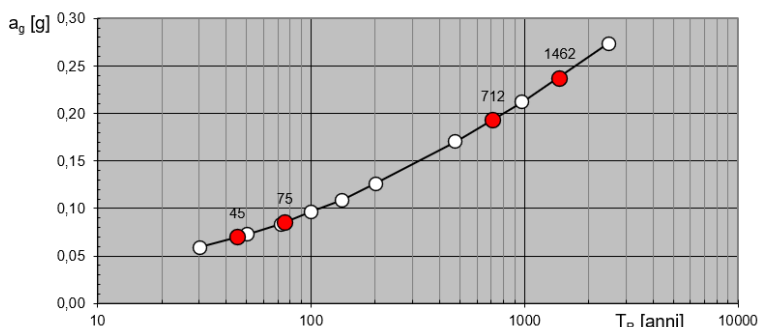
## M2 - CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE P2

Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo $s_i$ [m]	Altezza della parete al piano i-esimo (interpiano i-esimo) $h_{Pi}$ [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto al polo del corpo $d_{Vi}$ [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto al polo del corpo $h_{Vi}$ [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo rispetto al polo del corpo $a_i$ [m]
2	0,60	4,20	0,50			0,50
AZIONI SUI MACROELEMENTI						
Elevazione	Peso proprio della parete $W_{Pi}$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori $N$ [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Vi}$ [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Hi}$ [kN]	Azione del tirante al solaio intermedio $T$ [kN]
2	20,0	50,4	0,0	12,0		

					MOLTIPLICATORE $\alpha_0$	FATTORE DI CONFIDENZA FC=1,20			
DATI DI CALCOLO	Flessione verticale di fascia muraria continua	Valore minimo assunto da $\alpha_0$	Valore di $h_1$ per $\alpha_0$ minimo [m]	Valore assunto da $\alpha_0$ per $h_1 = h_P$	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete $h_1$ [m]	Valore minimo assunto da $\alpha_0$	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
		0,694	3,02	N.C.	3.02	0,694	5,138	1,000	5,672

elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo $Z$ [m]	$y(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
2	4,200	0,323	0,964	27,308

		DOMANDA		CAPACITA'	
PGA-SLV	elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ (C8DA.4.9; C8A.4.10) [m/sec <sup>2</sup> ]	Periodo di ritorno domanda SLV (anni)	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]	% Capacità rispetto alla domanda
	2	1.155	712	5,672	491,02%

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****Valori di progetto dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C$  in funzione del periodo di ritorno  $T_R$** 

Con l'utilizzo delle vecchie norme sismiche (OPCM 3431 e DM05), un obiettivo da perseguire nell'affrontare la valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio esistente era la definizione dei livelli di accelerazione al suolo, corrispondenti agli stati limite sottoposti a verifica definiti dalle norme tecniche, e dei loro rapporti con le accelerazioni attese. Si deve tener presente però che con il DM08 è sostanzialmente cambiata la definizione dell'input sismico, per cui tali indicatori non sono più sufficienti a descrivere compiutamente il rapporto fra le azioni sismiche. Tuttavia esso continua a rappresentare una "scala di percezione" del rischio, nei confronti della quale si è maturata una certa affinità. Per questi motivi viene introdotto anche il rapporto tra i periodi di ritorno di Capacità ( $T_{R,C}$ ) e di Domanda ( $T_{R,D}$ ) i quali, per non restituire valori fuori scala rispetto a quelli ottenibili col rapporto fra le accelerazioni, va elevato a 0,41. Si riporterà anche l'indicatore di rischio in termini di accelerazione definito come il rapporto tra  $PGA_c$  (Accelerazione di capacità limite per ciascuno degli stati limite indipendente dallo spettro sismico) e  $PGA_d$  (Accelerazione spettrale per ciascuno degli stati limite dipendente dallo spettro sismico).

- Indicatore di rischio in funzione dei tempi di ritorno:  $I_{R\_SL} = (\alpha_{TR})^{0,41} = (T_{R,C}/T_{R,rif})^{0,41}$
- Indicatore di rischio in termini di accelerazione  $I_{RA\_SL} = \alpha_{PGA} = PGA_c/PGA_d$

In altre parole è il rapporto lo spettro di domanda e lo spettro di capacità per lo stato limite di riferimento. La struttura risulta non vulnerabile al sisma di progetto se il coefficiente  $\alpha_{PGA} > 1$

VALUTAZIONE INDICE DI RISCHIO MECCANISMI LOCALI STATO DI FATTO					
N°	elevazioni	$T_{R,C}$	$T_{R,D}$	$I_{RA\_SL}$	$I_{R\_SL}$
-		anni	anni	-	-
MECCANISMO 1-A P1	3-2-1	850	712	1.07	1.08
MECCANISMO 1-B P1	3-2	800	712	1.04	1.05
MECCANISMO 1-C P1	3	>1000	712	1.32	1.34
MECCANISMO 1-A P2	3-2-1	820	712	1.06	1.06
MECCANISMO 1-B P2	3-2	820	712	1.06	1.06
MECCANISMO 1-C P2	3	>1000	712	1.33	1.34
<b>MECCANISMO 1-A P3</b>	<b>3</b>	<b>&lt;30</b>	<b>712</b>	<b>0.19</b>	<b>0.20</b>
MECCANISMO 2 P2	2	>1000	712	>2	>2

L'indice di rischio relativo allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) di riferimento è

- Meccanismo 1-A P3 della parete di sottotetto P3 e risulta pari a 0,19<1 (14 anni).

Si osserva che i meccanismi più gravosi (Ribaltamento pareti) sono legati direttamente alle problematiche individuate nel solaio di copertura in particolare:

- I lavori di rifacimento del tetto hanno comportato la realizzazione di catene in acciaio, cordoli in c.a. non continui e pareti in muratura in mattoni pieni che presentano problematiche legate all'eccessiva snellezza (colonne zona vano scale). L'intervento dal punto di vista del comportamento antisismico meno efficace è rappresentato dalla realizzazione di muri in falso (portati da profili metallici) sul quale convergono i cantonali e le travi di colmo. In questo caso lo schema statico di appoggio appoggio può determinare crolli localizzati come lo sfilamento della trave di colmo o come il ribaltamento del muro di timpano sotto la spinta del manufatto stesso.

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****5.5 PRESENZA DI ELEMENTI COSTRUTTIVI SENZA FUNZIONE STRUTTURALE SISMICAMENTE RILEVANTI**

Nel fabbricato in questione sono presenti alcuni elementi classificabili come elementi non strutturali in quanto non assolvono alla funzione di portare carico. Il danneggiamento di tali elementi può comunque provocare danni a persone.

**5.5.1 VERIFICA DI VULNERABILITA' DEGLI ELEMENTI DIVISORI INTERNI**

I divisori interni, caratterizzati da blocchi semiforati non ammortati alle pareti, presentano un'altezza di 3,90 m (piano primo). Tali elementi sono soggetti a ribaltamento o a meccanismi ad arco verticale. Le verifiche degli elementi non strutturali richieste dal D.M. 2018 sono illustrate nella seguente Tabella 7.3.III, in funzione della classe d'uso dell'edificio (per come definita al § 2.4.2) e dello stato limite considerato. Si evince che, per gli elementi non strutturali (indicati con "NS"), sono richieste delle verifiche di stabilità (indicate con "STA"), per le sole classi d'uso dalla 2 alla 4 (sono, quindi, escluse le sole opere con presenza solo occasionale di persone e gli edifici agricoli) e per il solo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

**Verifiche richieste per ciascun tipo di elemento (ST = elemento strutturale; NS = elemento non strutturale; IM = impianto), per ciascuna classe d'uso e per ciascun stato limite (cfr. Tabella 7.3.III D.M. 2018)**

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM <sup>(*)</sup>
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT <sup>(**)</sup>			DUT <sup>(**)</sup>		

(\*) Nelle CU III e IV, negli impianti sono compresi gli arredi fissi;

(\*\*) Nei casi esplicitamente indicati nel D.M. 2018.

Il controllo del danno (allo Stato Limite di Danno, SLD, o, qualora richiesto, allo Stato Limite di Operatività, SLO) sugli elementi non strutturali, come chiarito dalla Circolare esplicativa 2019 del D.M. 2018 al § C7.3.6.2, non è oggetto di una specifica verifica, in quanto è già assicurato dal soddisfacimento delle verifiche di rigidezza di contenimento degli spostamenti relativi di piano, come previste al § 7.3.6.1 per gli elementi strutturali.

Il D.M. 2018 impone, al § 7.3.6.2, che gli elementi non strutturali, tra i quali le tamponature, siano progettati impiegando opportuni magisteri idonei ad evitare la loro espulsione sotto l'azione della forza sismica orizzontale seguente, valutata per gli Stati Limite e la classe d'uso considerati (cfr. § 7.2.3 D.M. 2018).

Una volta calcolate le accelerazioni massime e le forze sismiche applicate sulle tamponature, è possibile condurre le classiche verifiche di resistenza e stabilità della tamponatura, assumendo le necessarie ipotesi di vincolo e carico (ad esempio, tamponatura appoggiata con carico concentrato o distribuito, oppure meccanismo di collasso pertinente).

$$F_a = (S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a) / q_a$$

La norma UNI EN 1998-1:2013, inoltre, assume un coefficiente sismico pari a (eq. (4.24) UNI EN 1998-1:2013):

$$S_a = \alpha S \left[ \frac{3 \left( 1 + \frac{z}{H} \right)}{1 + \left( 1 - \frac{T_a}{T_1} \right)^2} \right] - 0,5$$

dove:

- $\alpha$  è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno  $a_g$  su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame e l'accelerazione di gravità  $g$ ;
- $S = S_T \cdot S_d$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- $T_a$  è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;
- $T_1$  è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;
- $z$  è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione;
- $H$  è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

In cui  $\gamma_a$  è il coefficiente di importanza dell'elemento non strutturale, definito al punto 4.3.5.3 della UNI EN 1998-1:2013 nel seguente modo:

- $\gamma_a \geq 1,5$  nel caso di elementi non strutturali costituiti da elementi di ancoraggio di macchinari e attrezzature necessari alla funzionalità dei sistemi di sicurezza oppure da serbatoi e contenitori di sostanze tossiche o esplosive, ritenute pericolose per la sicurezza generale per le persone;
- $\gamma_a = 1,0$  in tutti gli altri casi.

Una classificazione tipologica del tutto simile a quella della precedente tabella è anche riportata nel Prospetto 4.4 della UNI EN 1998-1:2013; per cui il coefficiente di comportamento assume gli stessi valori sia per il D.M. 2018 che per la UNI EN 1998-1:2013.

In assenza di specifiche determinazioni, per  $q_a$  si possono assumere i valori riportati nella Tabella C7.2.I della Circolare esplicativa del D.M. 2018.

Valori di $q_a$ per elementi non strutturali (cfr. Tab. C7.2.I D.M. 2018)		
Gruppo	Tipologia di elementi non-strutturali	$q_a$
1	Parapetti o decorazioni aggraffanti Insegne e pannelli pubblicitari Cornicioni, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	1,0
2	Pareti interne ed esterne Tramezzatura e facciate Cornicioni, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggiati sul pavimento Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	2,0

Calcolo dell'Azione sismica di Progetto UNI EN 1998-1:2013 – NTC 2018

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

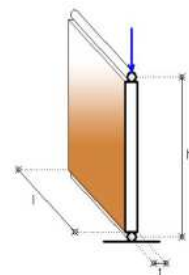
In entrambi i casi occorre stimare il momento sollecitante, provocato dai carichi laterali, ed eseguire le verifiche a flessione fuori piano, calcolando il momento resistente della muratura. Questo può essere stimato assumendo per la muratura un diagramma di tipo "stress-block" a compressione (con tensione massima di compressione pari a  $0,85 f_d$ ). In queste ipotesi, il momento resistente può essere assunto pari a:

$$M_{Rd} = (L \cdot s^2 \cdot \sigma_c / 2) (1 - \sigma_c / 0,85 f_d)$$

dove:

-  $L$  [mm] è la lunghezza della tamponatura (= 1000 mm per una striscia unitaria);-  $s$  [mm] è lo spessore della tamponatura;-  $\sigma_c$  [N/mm<sup>2</sup>] è la tensione normale media di compressione (=  $N_{Ed} / (L \cdot s)$ );-  $f_d = f_k / \gamma_M$  è la resistenza a compressione di progetto della muratura (per i valori di  $\gamma_M$  vedere il § 7.8.1.1 del D.M. 2018).**VERIFICA DIVISORI P1**

Caratteristiche elemento secondario				
Lunghezza elemento (Ip. Striscia 1 m)	L	1000	mm	
Spessore elemento	t	100	mm	
Altezza elemento	h	3800	mm	
Peso specifico elemento	$\rho$	10	kN/m <sup>3</sup>	
Densità di massa	$\rho$	0,00001	N/mm <sup>3</sup>	
Momento di inerzia lato debole	J	83333333	mm <sup>4</sup>	
Res. Car. a comp. dell'elemento Tab. 11.10.VI D.M. 2018	$f_k$	3,5	N/mm <sup>2</sup>	
Modulo elastico Muratura Cap. 11.10.3.3 D.M. 2018	E	3500	N/mm <sup>2</sup>	
Periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale				Ta
				0,172
				s



Parametri spettro di Progetto SLV D.M. 2018			
rapp. tra l'accelerazione massima del terreno ag su sottosuolo tipo A (cfr. § 3.2.1 del D.M. 2018) e acc. di gravità g	$\alpha$	0,196	
S=ST-Ss coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche § 3.2.3.2.1 del D.M. 2018	S	1,20	
quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (cfr. § 3.2.2 D.M. 2018)	Zc (m)	13,00	
altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione	Hc (m)	7,40	
Periodo fondamentale di vibrazione costruzione in dir. X (da modello)	T1x (s)	0,32	
Periodo fondamentale di vibrazione costruzione in dir. Y (da modello)	T1y (s)	0,32	

Calcolo Azione Sismica § 7.2.3 D.M. 2018			
Acc. massima, adim. rispetto a quella di gravità (eq. (4.24) UNI EN 1998-1:2013)	Sax	0,794	
Acc. massima, adim. rispetto a quella di gravità (eq. (4.24) UNI EN 1998-1:2013)	Say	0,794	
Peso dell'elemento	Wa (kN)	3,8	
Fatt. di comportamento dell'elemento Tab.C7.2.I della Circolare del D.M. 2018.	qa	2	
Forza sismica orizz. distrib. o agente nel centro di massa nella dir x	Fax (kN)	1,51	
Forza sismica orizz. distrib. o agente nel centro di massa nella dir y	Fay (kN)	1,51	
Forza sismica orizz. dell'elemento non strutturale	Fa (kN)	1,51	
Momento sollecitante in mezzeria Sisma 100%	Md(kNm)	0,86	



**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

Verifica fuori dal piano dei pannelli rigidamente connessi secondo schema dell'articolazione tenendo conto del meccanismo resistente ad arco. Verifica a pressoflessione della sezione di mezzeria.

Lunghezza elemento (Ip. Striscia 1 m)	L	1000	mm
Spessore elemento	t	100	mm
N sforzo normale in mezzeria	N	1900	N
Tensione normale media di compressione in mezzeria	$\sigma_0$	0,019	N/mm <sup>2</sup>
Coeff. di sicurezza § 7.8.1.1 del D.M. 2018	$\gamma_m$	2	kN/m <sup>3</sup>
$f_k/\gamma_m$ resist.a comp.di progetto della muratura	$f_d$	1,75	N/mm <sup>2</sup>
Momento resistente § 7.8.2.2.3 del D.M. 2018	Mrd(kNm)		0,096

L'elemento non risulta verificato.

Il Coefficiente di sicurezza per un sisma pari al 100% dell'azione richiesta per un fabbricato nuovo **F.S.= 0,07**.

Il Coefficiente di sicurezza per un sisma pari al 60% dell'azione richiesta per un fabbricato nuovo **F.S.= 0,11**.



---

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

---

**5.6 SCHEMATIZZAZIONI E DEFINIZIONE DEL MODELLO PER L'ANALISI GLOBALE DELLA STRUTTURA**

Al fine di eseguire le dovute verifiche nei riguardi dell'edificio in questione, si è deciso di procedere con l'esecuzione di una analisi statica non lineare. La scelta dell'unità strutturale trattandosi di fabbricato in aggregato ha considerato l'inserimento nel modello del fabbricato precedente e di quello successivo. Sono stati effettuati sopralluoghi per determinare un rilievo strutturale dei fabbricati adiacenti caratterizzati da una struttura portante in muratura piena. Tali informazioni, seppur frutto di un'indagine visiva non distruttiva, hanno consentito di individuare le dimensioni dei paramenti murari esterni, le quote di interpiano e l'orditura e la tipologia dei solai.

Questo tipo di analisi sarà effettuata nella condizione esistente e nella condizione di progetto. Lo scopo è quello di valutare il miglioramento del comportamento strutturale del fabbricato oggetto di intervento pertanto l'assenza di un rilievo strutturale dettagliato dei fabbricati adiacenti non rappresenta un problema per il fine dell'analisi in quanto le incertezze sono le stesse in entrambe le condizioni (stato di fatto stato di progetto)

La modellazione dell'edificio viene realizzata mediante l'inserimento di pareti che vengono discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico. Solitamente i maschi e le fasce sono contigui alle aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce. La concezione matematica che si nasconde nell'impiego di tale elemento, permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà. I nodi del modello, sono nodi tridimensionali a 5 gradi di libertà (le tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale e le rotazioni intorno agli assi X e Y) o nodi bidimensionali a 3 gradi di libertà (due traslazioni e la rotazione nel piano della parete). Quelli tridimensionali vengono usati per permettere il trasferimento delle azioni, da un primo muro a un secondo disposto trasversalmente rispetto al primo. I nodi di tipo bidimensionale hanno gradi di libertà nel solo piano della parete permettendo il trasferimento degli stati di sollecitazione tra i vari punti della parete. Gli orizzontamenti, sono modellati con elementi solaio a tre nodi connessi ai nodi tridimensionali, sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti; le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Per questo l'elemento finito solaio viene definito con una rigidezza assiale, ma nessuna rigidezza flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende sondare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma. Si riportano in seguito alcune informazioni schematiche di richiamo all'input della struttura presente all'interno del supporto informatico.

**5.6.1 IPOTESI DI CALCOLO**

- I solai, considerati "deformabili", sono stati schematizzati elementi membrana caratterizzati da rigidezza finita. Tale schematizzazione risulta particolarmente cruciale nel caso di manufatti caratterizzati da orizzontamenti per i quali l'ipotesi di rigidezza infinita (spesso adottata in molti modelli di calcolo) risulta del tutto inadeguata (quale il caso ad esempio di solai lignei oppure strutture voltate). I moduli E1 ed E2 rappresentano, in particolare, il grado di collegamento che il solaio, anche grazie all'effetto di cordoli o catene, esercita tra i nodi di incidenza nel piano della parete.

**5.6.2 COMPORTAMENTO MECCANICO DELLA MURATURA**

Le proprietà meccaniche del materiale muratura sono definite in modo da individuarne al meglio il comportamento in campo non lineare. Le caratteristiche principali sono:

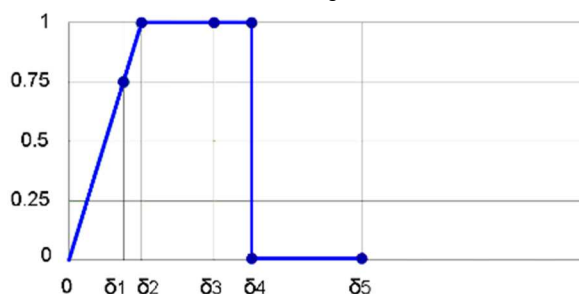
- Rigidezza iniziale secondo le caratteristiche elastiche (fessurate) del materiale;
- Redistribuzione delle sollecitazioni interne all'elemento tali da garantire l'equilibrio;
- Settaggio dello stato di danno secondo i parametri globali e locali;
- Degradazione della rigidezza nel ramo plastico;
- Controllo di duttilità mediante la definizione di drift massimo ( $\delta_u$ ) differenziato secondo quanto previsto nelle

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

normative vigenti a seconda del meccanismo di danneggiamento agente sul pannello

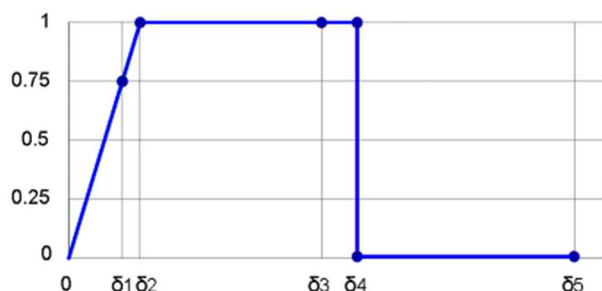
- Eliminazione dell'elemento, al raggiungimento delle condizioni limite senza interruzione dell'analisi.

Il comportamento non lineare si attiva quando un valore di forza raggiunge il suo massimo valore definito come il minimo fra i criteri di resistenza pressoflessione e taglio. Il comportamento dei maschi murari associati ai meccanismi di taglio e pressoflessione può essere descritto attraverso diversi tratti che rappresentano i progressivi livelli di danno.

*Maschio con meccanismo a taglio*

$0 - \delta_1$	elasticità
$\delta_1 - \delta_2$	incipiente di plasticità
$\delta_2 - \delta_3$	plastico per taglio
$\delta_3 - \delta_4$	incipiente rottura per taglio
$\delta_4 - \delta_5$	rottura per taglio
$\delta_5 - \infty$	crisi grave

Il comportamento del maschio murario a taglio si può descrivere attraverso i seguenti tratti, rappresentativi dei progressivi livelli di danno relativi al diagramma precedente:

*Maschio con meccanismo a pressoflessione*

$0 - \delta_1$	elasticità
$\delta_1 - \delta_2$	incipiente di plasticità
$\delta_2 - \delta_3$	plastico per taglio
$\delta_3 - \delta_4$	incipiente rottura per taglio
$\delta_4 - \delta_5$	rottura per taglio
$\delta_5 - \infty$	crisi grave

Alcuni tra questi livelli di rottura sono necessari per descrivere con maggiore cura il progredire della crisi permettendo una più accurata previsione degli interventi e del livello di degrado della muratura:

- Incipiente plasticità: Quando un elemento si trova ancora in campo elastico ma è prossimo alla plasticità
- Incipiente rottura: Quando un elemento è in campo plastico ma è prossimo alla rottura
- Crisi grave: Quando in seguito alla rottura dell'elemento le deformazioni diventano talmente significative da poter generare un crollo locale.

Il software mette a disposizione tre categorie di legame:

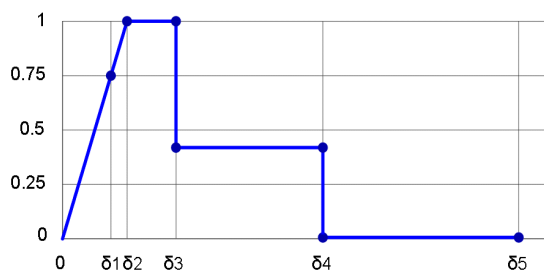
- Con degrado di resistenza a un valore residuo (Legame multilineare)
- Con resistenza pari al valore residuo (Legame bilineare)
- Priva di resistenza residua

Tra queste le categorie di legame utilizzate all'interno del progetto in esame sono:

*Con degrado di resistenza a un valore residuo (Legame multilineare)*



## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI



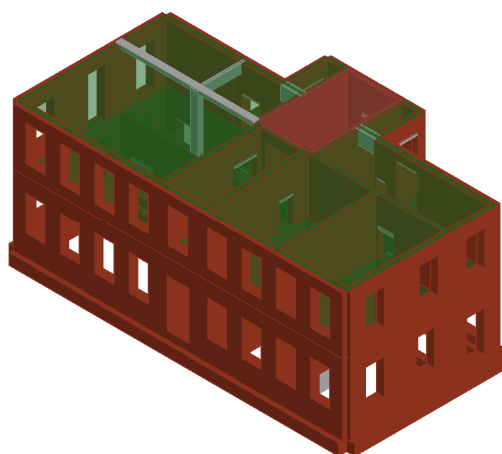
Questo tipo di legame è definito nella circolare al §C8.7.1.3.1 assumendo:

$\delta_1$ :  $0.75 * \delta_2$ ,  $\delta_2$ : deformazione in corrispondenza del limite elastico definito dalla rigidezza e resistenza limite

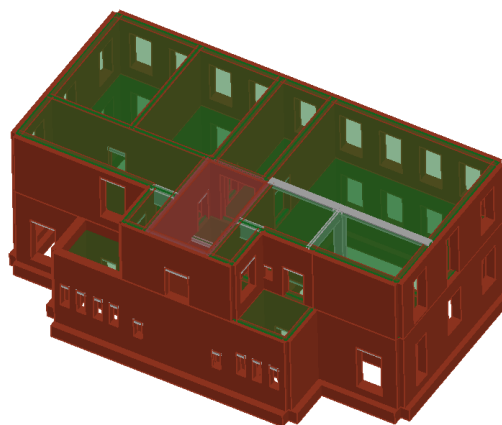
$\delta_3$ : 0.005,  $\delta_4$ : 0.015,  $\delta_5$ :  $2 * \delta_4$  Questa deformazione rappresenta lo stato di "crisi grave" non direttamente richiesta nella normativa ma utile come avviso per il progettista.

### 5.6.3 INPUT DI CALCOLO – DESCRIZIONE DEL MODELLO STATO DI FATTO

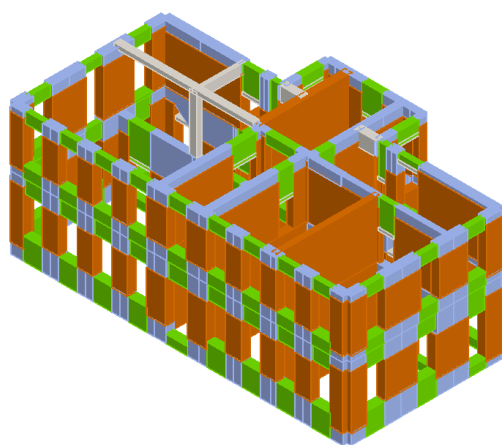
Si riportano in seguito alcune informazioni schematiche di richiamo all'input della struttura presente all'interno del supporto informatico.



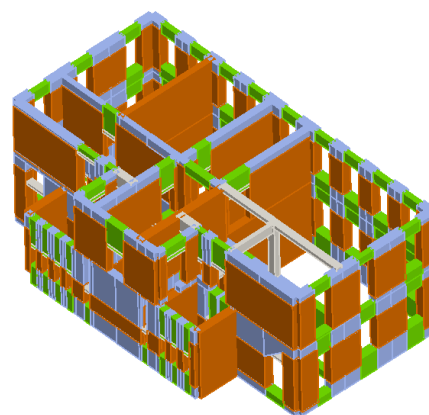
Prosp. 1: Vista Modello 3D



Prosp. 2: Vista Modello 3D



: Vista Schema a Telaio equivalente 3D



Vista Schema a Telaio equivalente 3D





COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

### Muratura

Nome	Condizione del materiale	Tipo legame	E [N/mm <sup>2</sup> ]	Eh [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	f <sub>m</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]
M. BLOCCHI SP LC1	Esistente	Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)	4 550,00	4 550,00	1 137,50	15	500,00
M. CONCI SB. LC2	Esistente	Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)	1 107,00	1 107,00	369,00	20	180,00

Tipo legame: Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)

Nome	f <sub>k</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	τ [N/cm <sup>2</sup> ]	FC	γ <sub>m</sub>
M. BLOCCHI SP LC1	259,26	8,00	1,35	3,00
M. CONCI SB. LC2	105,00	3,87	1,20	3,00

### Calcestruzzo

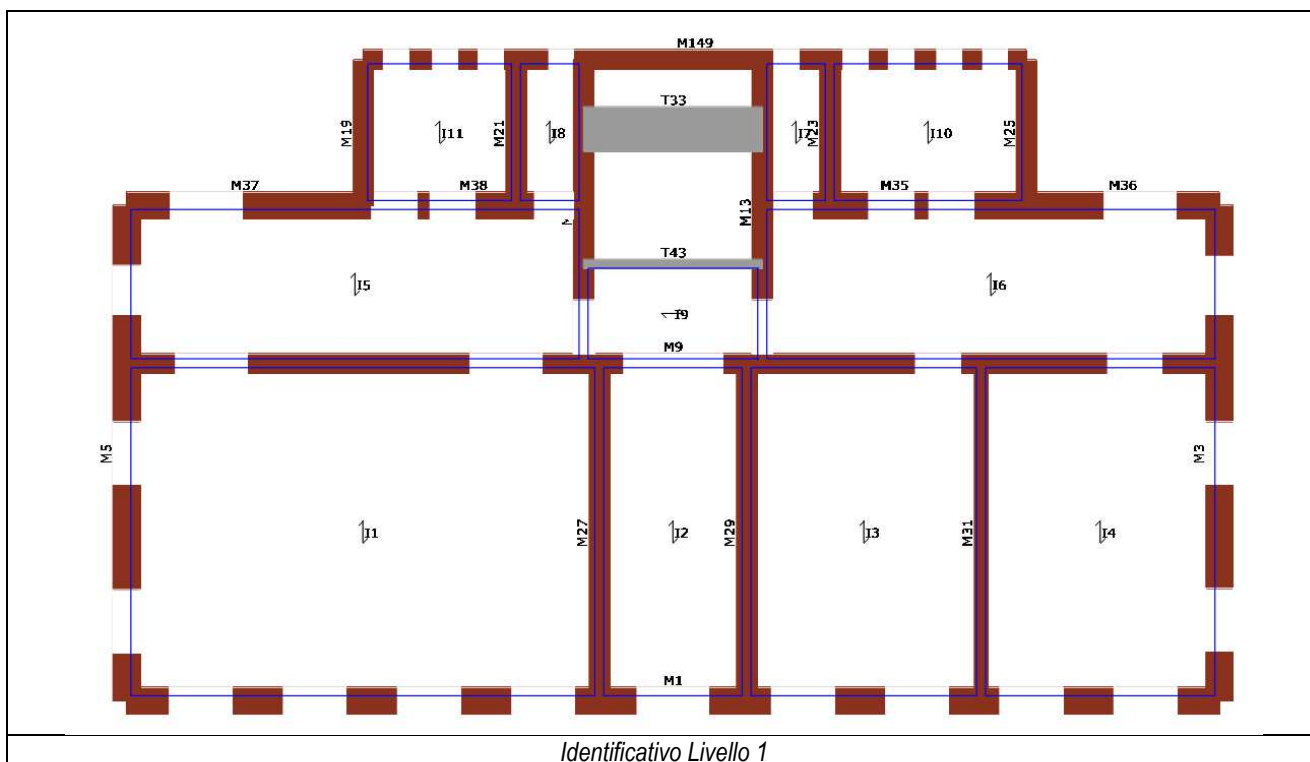
Nome	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	f <sub>cm</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>ck</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	γ <sub>c</sub>	α <sub>cc</sub>
C20/25 LC1	29 962,00	12 484,00	25	20,7	20,0	1,50	0,85

### Acciaio armatura

Nome	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	f <sub>ym</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	γ <sub>s</sub>
FeB44k Lc1	206 000,00	79 231,00	79	333,3	450,0	1,15

### Acciaio strutturale

Nome	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	f <sub>ym</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	γ <sub>s</sub>
S 235 (t ≤ 40mm)	210 000,00	80 769,00	79	253,0	235,0	1,05



**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****Pannello murario**

N.	Parete	Materiale	Rinforzo	Quota [cm]	Altezza [cm]	Spessore [cm]
1	1	M. CONCI SB. LC2	-	530	530	60,0
3	2	M. CONCI SB. LC2	-	530	530	60,0
5	3	M. CONCI SB. LC2	-	530	530	60,0
149	4	M. CONCI SB. LC2	-	530	530	45,0
9	5	M. CONCI SB. LC2	-	530	530	45,0
11	6	M. CONCI SB. LC2	-	530	530	45,0
13	7	M. CONCI SB. LC2	-	530	530	45,0
35	8	M. CONCI SB. LC2	-	530	530	60,0
36	8	M. CONCI SB. LC2	-	530	530	60,0
37	9	M. CONCI SB. LC2	-	530	530	60,0
38	9	M. CONCI SB. LC2	-	530	530	60,0
19	10	M. CONCI SB. LC2	-	530	530	45,0
21	11	M. CONCI SB. LC2	-	530	530	45,0
23	12	M. CONCI SB. LC2	-	530	530	45,0
25	13	M. CONCI SB. LC2	-	530	450	45,0
27	14	M. CONCI SB. LC2	-	530	530	45,0
29	15	M. CONCI SB. LC2	-	530	530	45,0
31	16	M. BLOCCHI SP LC1	-	530	530	30,0

**Trave C.A. (1)**

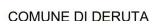
N.	Parete	Materiale calcestruzzo	Materiale acciaio	Quota I [cm]	Quota J [cm]	Base sezione [cm]	Altezza sezione [cm]	J [cm4]
33	17	C20/25 LC1	FeB44k Lc1	270	270	100,0	15,0	28 125,00
43	18	C20/25 LC1	FeB44k Lc1	530	530	20,0	20,0	13 333,33

**Trave C.A. (2)**

N.	Parete	Af intradosso [cm2]	Af estradosso [cm2]	N. barre intradosso	N. barre estradosso	Copriferro [cm]	Passo staffe [cm]	Area staffe [cm2]
33	17	9,05	9,05	8	8	3,0	15	1,01
43	18	2,26	2,26	2	2	3,0	20	1,01

**Solaio**

N.	Quota [cm]	Spessore [cm]	G [N/mm2]	Ex [N/mm2]	Ey [N/mm2]	Scarico masse	Tipo
1	530	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
2	530	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
3	530	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
4	530	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
5	530	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
6	530	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
7	530	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
8	530	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
9	530	10,0	10 554,58	50 662,00	25 331,00	Monodirezionale	Laterocemento
10	450	4,0	1 000,00	15 831,88	0,00	Monodirezionale	Laterocemento
11	530	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni



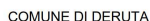
CUP: B59F18000590002

Identificativo Livello 2

N.	Parete	Materiale	Rinforzo	Quota [cm]	Altezza [cm]	Spessore [cm]
45	1	M. CONCI SB. LC2	-	950	420	60,0
46	2	M. CONCI SB. LC2	-	950	420	60,0
47	3	M. CONCI SB. LC2	-	950	420	60,0
101	4	M. CONCI SB. LC2	-	950	420	45,0
151	5	M. CONCI SB. LC2	-	950	420	45,0
152	5	M. CONCI SB. LC2	-	950	420	30,0
52	6	M. CONCI SB. LC2	-	950	420	45,0
53	7	M. CONCI SB. LC2	-	950	420	45,0
150	8	M. CONCI SB. LC2	-	950	420	60,0
56	9	M. CONCI SB. LC2	-	950	420	60,0
96	9	M. CONCI SB. LC2	-	950	420	60,0
59	11	M. CONCI SB. LC2	-	950	420	45,0
60	12	M. CONCI SB. LC2	-	950	420	45,0
62	14	M. CONCI SB. LC2	-	950	420	45,0
63	15	M. CONCI SB. LC2	-	950	420	45,0
64	16	M. BLOCCHI SP LC1	-	950	420	30,0

N.	Parete	Materiale calcestruzzo	Materiale acciaio	Quota I [cm]	Quota J [cm]	Base sezione [cm]	Altezza sezione [cm]	J [cm4]
107	5	C20/25 LC1	FeB44k Lc1	950	950	40,0	30,0	90 000,00
108	5	C20/25 LC1	FeB44k Lc1	950	950	40,0	30,0	90 000,00
98	8	C20/25 LC1	FeB44k Lc1	900	900	45,0	100,0	3 750 000,00
97	9	C20/25 LC1	FeB44k Lc1	900	900	45,0	100,0	3 750 000,00
105	19	C20/25 LC1	FeB44k Lc1	915	915	15,0	70,0	428 750,00

N.	Parete	Af intradosso [cm2]	Af estradosso [cm2]	N. barre intradosso	N. barre estradosso	Copriferro [cm]	Passo staffe [cm]	Area staffe [cm2]
107	5	8,04	8,04	4	4	3,0	20	1,01



108	5	8,04	8,04	4	4	3,0	20	1,01
98	8	3,08	3,08	2	2	3,0	20	1,01
97	9	3,08	3,08	2	2	3,0	20	1,01
105	19	2,26	2,26	2	2	2,0	20	1,01

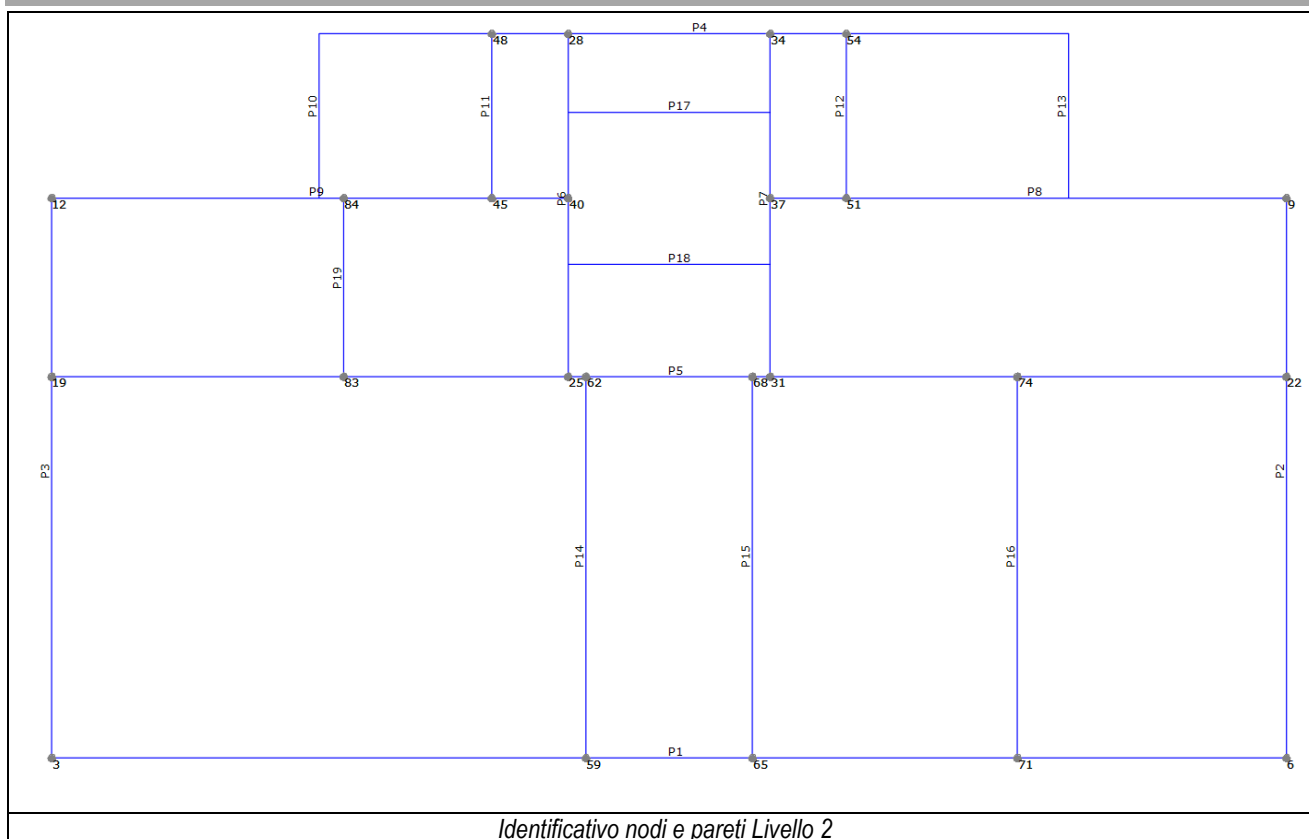
N.	Materiale calcestruzzo	Materiale acciaio	Quota [cm]	Base sezione [cm]	Altezza sezione [cm]	Area [cm2]	Angolo [°]	Altezza [cm]
109	C20/25 LC1	FeB44k Lc1	950	55.0	40.0	2 200.00	0	420

N.	Af lato b [cm2]	Af lato h [cm2]	N. barre lato b	N. barre lato h	Copriferro [cm]	Passo staffe [cm]	Area staffe [cm2]
109	4.02	4.02	2	2	3.0	20	1.01

N.	Quota [cm]	Spessore [cm]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Ex [N/mm <sup>2</sup> ]	Ey [N/mm <sup>2</sup> ]	Scarico masse	Tipo
12	950	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
13	950	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
14	950	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
15	950	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
16	950	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
17	950	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
18	950	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
19	950	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni

Identificativo nodi e pareti Livello 1



**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****5.6.5 INPUT DI CALCOLO – CARICHI STATO DI FATTO**

I valori dei vari coefficienti sono scelti in base alla destinazione d'uso dei vari solai secondo quanto indicato nella norma. [Norme Tecniche 2018 Tabella 2.5.1].

N. Carico	Livello	Tipo	Gk1 [daN/m <sup>2</sup> ]	Gk2 [daN/m <sup>2</sup> ]	Qk [daN/m <sup>2</sup> ]	ψ0	ψ2	Note
1	2	Lineare [daN/m]	1 000	350	350	0,00	0,00	-
2	2	Lineare [daN/m]	1 000	350	350	0,00	0,00	-
3	2	Lineare [daN/m]	1 000	350	350	0,00	0,00	-
4	2	Lineare [daN/m]	1 000	350	350	0,00	0,00	-
5	2	Lineare [daN/m]	1 000	350	350	0,00	0,00	-
6	2	Concentrato [daN]	30,00	0,00	10,00	0,00	0,00	-
7	2	Concentrato [daN]	30,00	0,00	10,00	0,00	0,00	-
8	2	Lineare [daN/m]	350	0	0	0,00	0,00	-
9	2	Lineare [daN/m]	350	0	0	0,00	0,00	-
10	2	Concentrato [daN]	30,00	0,00	10,00	0,00	0,00	-
11	2	Concentrato [daN]	30,00	0,00	10,00	0,00	0,00	-
12	2	Lineare [daN/m]	1 000	0	0	0,00	0,00	-
13	2	Lineare [daN/m]	1 000	0	0	0,00	0,00	-
14	2	Lineare [daN/m]	1 000	350	350	0,00	0,00	-
15	2	Lineare [daN/m]	1 000	350	350	0,00	0,00	-
16	2	Lineare [daN/m]	1 000	350	350	0,00	0,00	-
17	2	Lineare [daN/m]	1 000	350	350	0,00	0,00	-
18	2	Lineare [daN/m]	1 000	350	350	0,00	0,00	-
19	2	Lineare [daN/m]	2 000	350	350	0,00	0,00	-
20	2	Lineare [daN/m]	1 000	350	350	0,00	0,00	-
21	2	Lineare [daN/m]	1 000	350	350	0,00	0,00	-



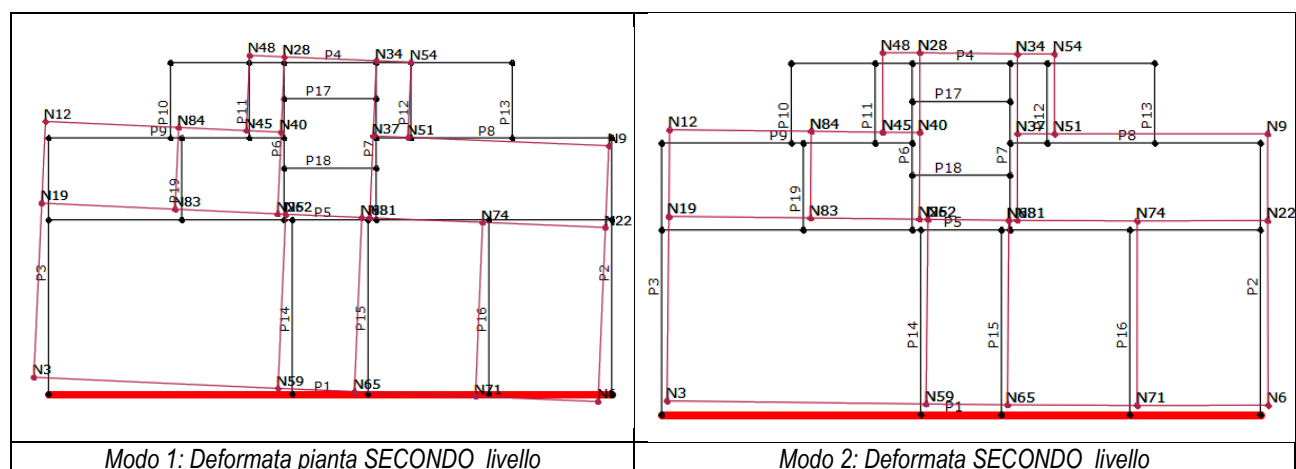
COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

Note CDM : Considera solo contributo dinamico della massa

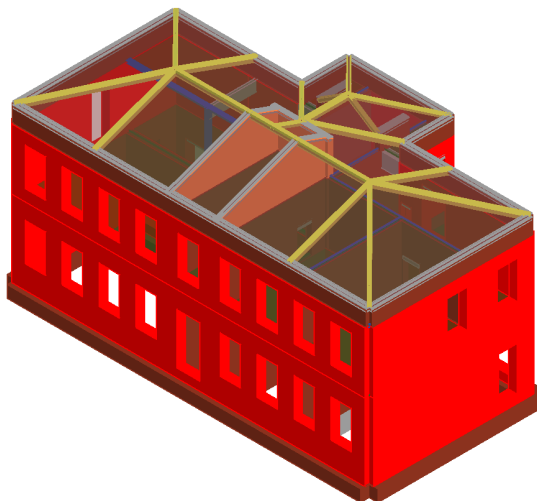
N. Solaio	Gk1 [daN/m2]	Gk2 [daN/m2]	Qk [daN/m2]	Carico dominante	$\psi_0$	$\psi_2$
16	200	50	50	Sì	1,00	0,00
17	200	50	50	Sì	1,00	0,00
18	200	50	50	Sì	1,00	0,00
19	200	50	50	Sì	1,00	0,00
20	10	10	50	Sì	1,00	0,00
1	200	220	300	Sì	1,00	0,60
2	200	220	300	Sì	1,00	0,60
3	200	220	300	Sì	1,00	0,60
4	200	220	300	Sì	1,00	0,60
5	200	220	300	Sì	1,00	0,60
6	200	220	300	Sì	1,00	0,60
7	200	220	300	Sì	1,00	0,60
8	200	220	300	Sì	1,00	0,60
9	500	220	400	Sì	1,00	0,60
10	100	100	100	Sì	1,00	0,00
11	200	220	100	Sì	1,00	0,00
12	200	50	50	Sì	1,00	0,00
13	200	50	50	Sì	1,00	0,00
14	200	50	50	Sì	1,00	0,00
15	200	50	50	Sì	1,00	0,00



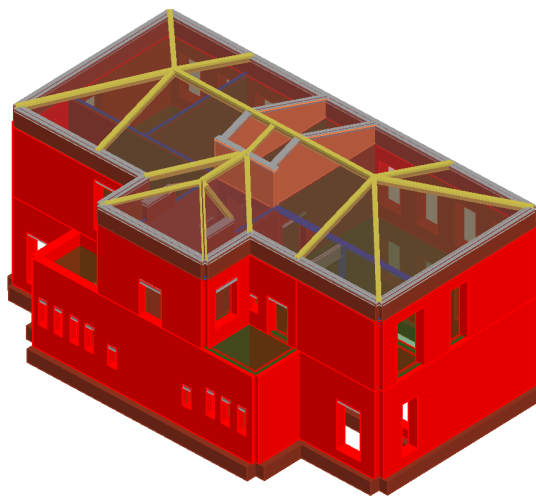
Attivo in pushover		Modo	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
Dir. X	Dir. Y								
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1	0,37776	371 551	30,40	95 489	7,81	144	0,01
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	2	0,29660	302 720	24,77	772 811	63,24	30	0,00
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	3	0,26422	363 275	29,73	242 531	19,85	182	0,01
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	4	0,17753	852	0,07	12 464	1,02	428	0,04
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	5	0,14865	55 909	4,57	12 023	0,98	711	0,06
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	6	0,13012	89 562	7,33	39 337	3,22	38	0,00
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	7	0,11553	1 521	0,12	3 361	0,28	2 915	0,24
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	8	0,11228	23 649	1,94	32 757	2,68	6 778	0,55
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	9	0,11040	87	0,01	619	0,05	2 206	0,18
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	0,10566	2 601	0,21	7 117	0,58	151	0,01

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****5.6.6 INPUT DI CALCOLO – DESCRIZIONE DEL MODELLO STATO DI PROGETTO**

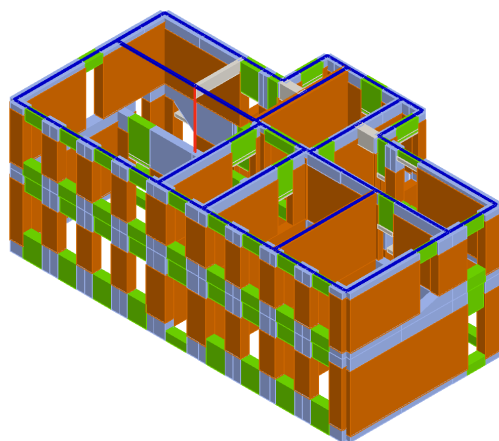
Si riportano in seguito alcune informazioni schematiche di richiamo all'input della struttura presente all'interno del supporto informatico.



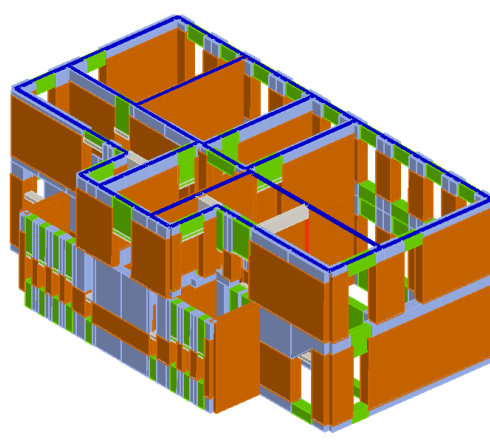
Prosp 1: Vista Modello 3D



Prosp.2: Vista Modello 3D



Vista Schema a Telaio equivalente 3D



Vista Schema a Telaio equivalente 3D

**Muratura**

Nome	Condizione del materiale	Tipo legame	E [N/mm <sup>2</sup> ]	Eh [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	f <sub>m</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]
M. BLOCCHI SP LC1	Esistente	Muratura irregolare	4 550,00	4 550,00	1 137,50	15	500,00
M. CONCI SB. LC2	Esistente	Muratura irregolare	1 107,00	1 107,00	369,00	20	180,00
M. CONCI SB. R.LC2	Esistente	Muratura irregolare	1 230,00	1 230,00	410,00	20	300,00
M. MATT. PIENI LC1	Esistente	Muratura irregolare	1 500,00	1 500,00	500,00	18	260,00

Tipo legame: Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)

Nome	f <sub>k</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	τ [N/cm <sup>2</sup> ]	FC	γ <sub>m</sub>
M. BLOCCHI SP LC1	259,26	8,00	1,35	3,00
M. CONCI SB. LC2	105,00	3,87	1,20	3,00
M. CONCI SB. R.LC2	175,00	6,45	1,20	3,00
M. MATT. PIENI LC1	134,81	5,00	1,35	3,00



COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

### Calcestruzzo

Nome	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	f <sub>cm</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>ck</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	γ <sub>c</sub>	α <sub>cc</sub>
C25/30	31 476,00	13 115,00	25	33,0	25,0	1,50	0,85

### Acciaio armatura

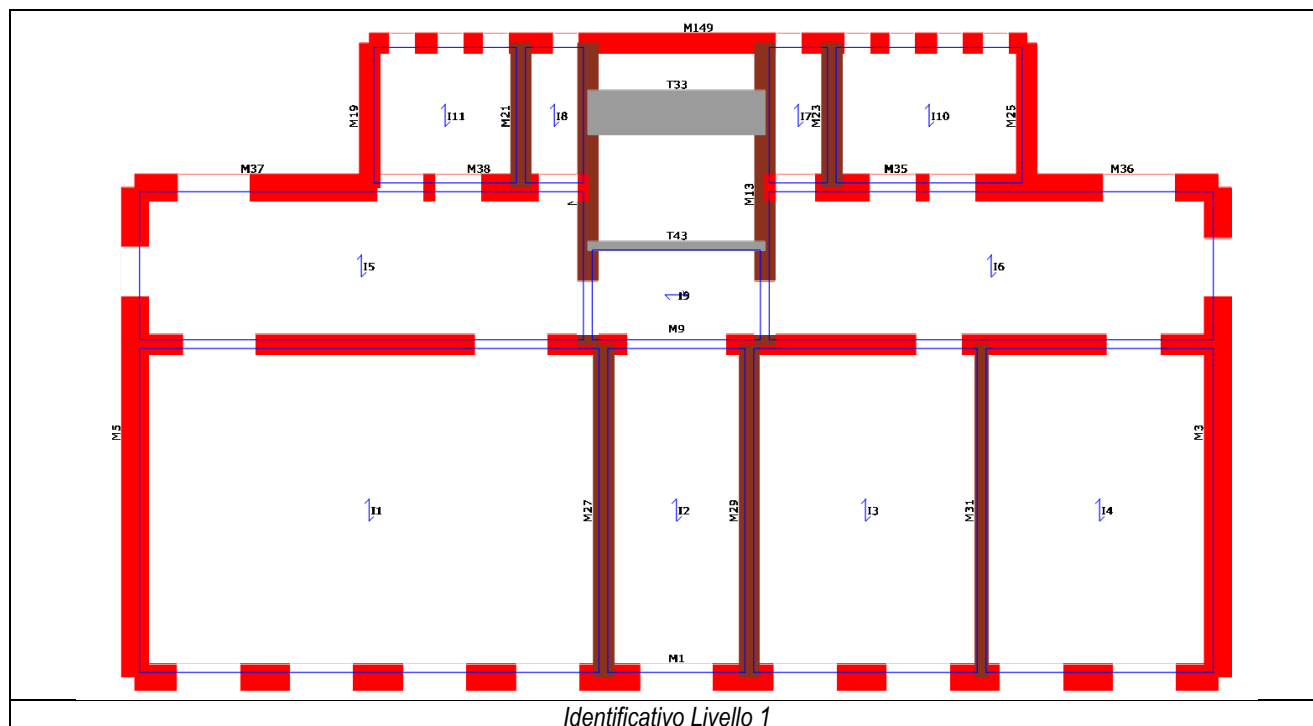
Nome	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	f <sub>ym</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	γ <sub>s</sub>
FeB44k Lc1	206 000,00	79 231,00	79	333,3	450,0	1,15

### Acciaio strutturale

Nome	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	f <sub>ym</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	γ <sub>s</sub>
S 275	210 000,00	80 769,00	79	274,0	255,0	1,05

### Legno

Nome	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	f <sub>wm</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>wk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	γ <sub>w</sub>
GL28h - EN 1194	12 600,00	780,00	4	39,0	28,0	1,25



### Pannello murario

N.	Parete	Materiale	Rinforzo	Quota [cm]	Altezza [cm]	Spessore [cm]
1	1	M. CONCI SB. R.LC2	-	530	530	60,0
3	2	M. CONCI SB. R.LC2	-	530	530	60,0
5	3	M. CONCI SB. R.LC2	-	530	530	60,0
149	4	M. CONCI SB. R.LC2	-	530	530	45,0
9	5	M. CONCI SB. R.LC2	-	530	530	45,0
11	6	M. CONCI SB. LC2	-	530	530	45,0
13	7	M. CONCI SB. LC2	-	530	530	45,0
35	8	M. CONCI SB. R.LC2	-	530	530	60,0
36	8	M. CONCI SB. R.LC2	-	530	530	60,0
37	9	M. CONCI SB. R.LC2	-	530	530	60,0
38	9	M. CONCI SB. R.LC2	-	530	530	60,0



COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

19	10	M. CONCI SB. R.LC2	-	530	530	45,0
21	11	M. CONCI SB. LC2	-	530	530	45,0
23	12	M. CONCI SB. LC2	-	530	530	45,0
25	13	M. CONCI SB. R.LC2	-	530	450	45,0
27	14	M. CONCI SB. LC2	-	530	530	45,0
29	15	M. CONCI SB. LC2	-	530	530	45,0
31	16	M. BLOCCHI SP LC1	-	530	530	30,0

**Trave C.A. (1)**

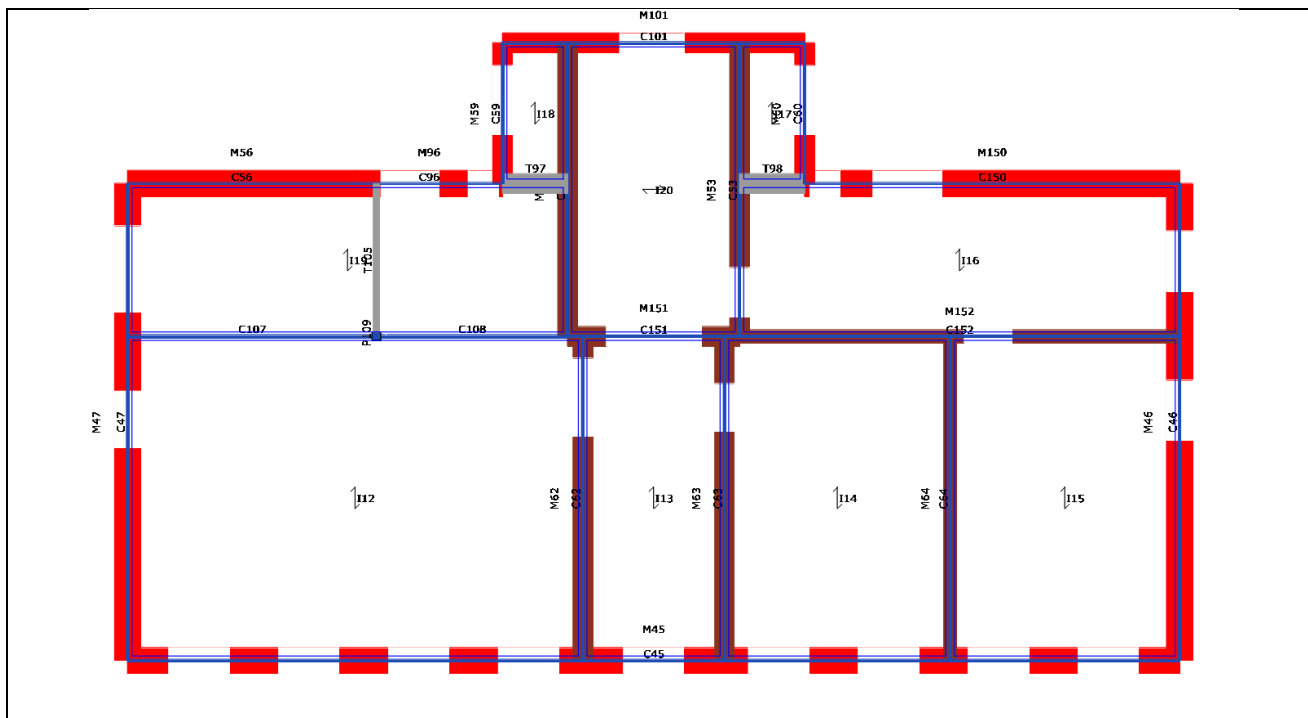
N.	Parete	Materiale calcestruzzo	Materiale acciaio	Quota I [cm]	Quota J [cm]	Base sezione [cm]	Altezza sezione [cm]	J [cm4]
33	17	C20/25 LC1	FeB44k Lc1	270	270	100,0	15,0	28 125,00
43	18	C20/25 LC1	FeB44k Lc1	530	530	20,0	20,0	13 333,33

**Trave C.A. (2)**

N.	Parete	Af intradosso [cm2]	Af estradosso [cm2]	N. barre intradosso	N. barre estradosso	Copriferro [cm]	Passo staffe [cm]	Area staffe [cm2]
33	17	9,05	9,05	8	8	3,0	15	1,01
43	18	2,26	2,26	2	2	3,0	20	1,01

**Solaio**

N.	Quota [cm]	Spessore [cm]	G [N/mm2]	Ex [N/mm2]	Ey [N/mm2]	Scarico masse	Tipo
1	530	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
2	530	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
3	530	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
4	530	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
5	530	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
6	530	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
7	530	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
8	530	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
9	530	10,0	10 554,58	50 662,00	25 331,00	Monodirezionale	Laterocemento
10	450	4,0	1 000,00	15 831,88	0,00	Monodirezionale	Laterocemento
11	530	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni



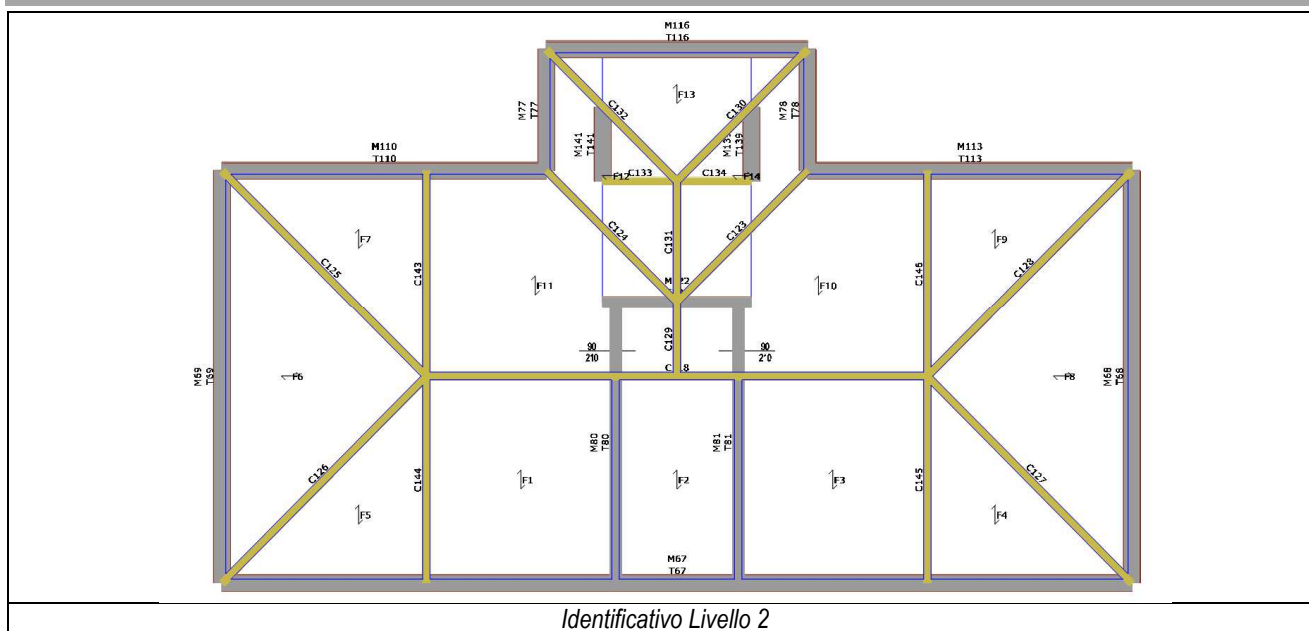




COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI



### Pannello + Trave Acciaio / Legno (1)

N.	Parete	Materiale pannello	Rinforzo	Quota pannello [cm]	Altezza [cm]	Spessore [cm]	Materiale trave	Quota I [cm]	Quota J [cm]
45	1	M. CONCI SB. R.LC2	-	950	420	60,0	S 275	950	950
46	2	M. CONCI SB. R.LC2	-	950	420	60,0	S 275	950	950
47	3	M. CONCI SB. R.LC2	-	950	420	60,0	S 275	950	950
101	4	M. CONCI SB. R.LC2	-	950	420	45,0	S 275	950	950
151	5	M. CONCI SB. LC2	-	950	420	45,0	S 275	950	950
152	5	M. CONCI SB. LC2	-	950	420	30,0	S 275	950	950
52	6	M. CONCI SB. LC2	-	950	420	45,0	S 275	950	950
53	7	M. CONCI SB. LC2	-	950	420	45,0	S 275	950	950
150	8	M. CONCI SB. R.LC2	-	950	420	60,0	S 275	950	950
56	9	M. CONCI SB. R.LC2	-	950	420	60,0	S 275	950	950
96	9	M. CONCI SB. R.LC2	-	950	420	60,0	S 275	950	950
59	11	M. CONCI SB. R.LC2	-	950	420	45,0	S 275	950	950
60	12	M. CONCI SB. R.LC2	-	950	420	45,0	S 275	950	950
62	14	M. CONCI SB. LC2	-	950	420	45,0	S 275	950	950
63	15	M. CONCI SB. LC2	-	950	420	45,0	S 275	950	950
64	16	M. BLOCCHI SP LC1	-	950	420	30,0	S 275	950	950

### Pannello + Trave Acciaio / Legno (2)

N.	Parete	Area [cm2]	J [cm4]	W plastico [cm3]
45	1	28,00	1 354,00	179,00
46	2	28,00	1 354,00	179,00
47	3	28,00	1 354,00	179,00
101	4	28,00	1 354,00	179,00
151	5	28,00	1 354,00	179,00
152	5	28,00	1 354,00	179,00
52	6	28,00	1 354,00	179,00
53	7	28,00	1 354,00	179,00
150	8	28,00	1 354,00	179,00
56	9	28,00	1 354,00	179,00
96	9	28,00	1 354,00	179,00
59	11	28,00	1 354,00	179,00
60	12	28,00	1 354,00	179,00
62	14	28,00	1 354,00	179,00
63	15	28,00	1 354,00	179,00
64	16	28,00	1 354,00	179,00



COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****Trave C.A. (1)**

N.	Parete	Materiale calcestruzzo	Materiale acciaio	Quota I [cm]	Quota J [cm]	Base sezione [cm]	Altezza sezione [cm]	J [cm <sup>4</sup> ]
98	8	C20/25 LC1	FeB44k Lc1	900	900	45,0	100,0	3 750 000,00
97	9	C20/25 LC1	FeB44k Lc1	900	900	45,0	100,0	3 750 000,00
105	19	C20/25 LC1	FeB44k Lc1	915	915	15,0	70,0	428 750,00

**Trave C.A. (2)**

N.	Parete	Af intradosso [cm <sup>2</sup> ]	Af estradosso [cm <sup>2</sup> ]	N. barre intradosso	N. barre estradosso	Copriferro [cm]	Passo staffe [cm]	Area staffe [cm <sup>2</sup> ]
98	8	3,08	3,08	2	2	3,0	20	1,01
97	9	3,08	3,08	2	2	3,0	20	1,01
105	19	2,26	2,26	2	2	2,0	20	1,01

**Trave Acciaio / Legno**

N.	Parete	Materiale	Quota I [cm]	Quota J [cm]	Area [cm <sup>2</sup> ]	J [cm <sup>4</sup> ]	W plastico [cm <sup>3</sup> ]
107	5	S 275	950	950	62,84	2 066,00	310,68
108	5	S 275	950	950	62,84	2 066,00	310,68
118	20	GL28h - EN 1194	950	950	720,00	77 760,00	4 320,00
123	21	GL28h - EN 1194	950	950	720,00	77 760,00	4 320,00
124	22	GL28h - EN 1194	950	950	720,00	77 760,00	4 320,00
125	23	GL28h - EN 1194	950	950	720,00	77 760,00	4 320,00
126	24	GL28h - EN 1194	950	950	720,00	77 760,00	4 320,00
127	25	GL28h - EN 1194	950	950	720,00	77 760,00	4 320,00
128	26	GL28h - EN 1194	950	950	720,00	77 760,00	4 320,00
129	27	GL28h - EN 1194	950	950	400,00	13 333,33	1 333,33
130	28	GL28h - EN 1194	950	950	400,00	13 333,33	1 333,33
131	29	GL28h - EN 1194	950	950	720,00	77 760,00	4 320,00
132	30	GL28h - EN 1194	950	950	400,00	13 333,33	1 333,33
133	31	GL28h - EN 1194	950	950	400,00	13 333,33	1 333,33
134	32	GL28h - EN 1194	950	950	400,00	13 333,33	1 333,33
143	33	GL28h - EN 1194	950	950	720,00	77 760,00	4 320,00
144	34	GL28h - EN 1194	950	950	720,00	77 760,00	4 320,00
145	35	GL28h - EN 1194	950	950	720,00	77 760,00	4 320,00
146	36	GL28h - EN 1194	950	950	720,00	77 760,00	4 320,00

**Pilastro Acciaio / Legno (1)**

N.	Materiale	Quota [cm]	Base sezione [cm]	Altezza sezione [cm]	Area [cm <sup>2</sup> ]	Angolo [°]	Altezza [cm]
109	S 275	950	9,0	9,0	77,54	90	420

**Pilastro Acciaio / Legno (2)**

N.	Jx (prima della rotaz.) [cm <sup>4</sup> ]	Jy (prima della rotaz.) [cm <sup>4</sup> ]	Wx plastico [cm <sup>3</sup> ]	Wy plastico [cm <sup>3</sup> ]
109	3 346,00	6 193,76	440,26	387,11

**Solaio**

N.	Quota [cm]	Spessore [cm]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Ex [N/mm <sup>2</sup> ]	Ey [N/mm <sup>2</sup> ]	Scarico masse	Tipo
12	950	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
13	950	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
14	950	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
15	950	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
16	950	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
17	950	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
18	950	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
19	950	4,0	10 554,58	18 690,00	0,00	Monodirezionale	Putrelle e tavelloni
20	950	4,0	10,00	6 300,00	0,00	Monodirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice

**Elementi di copertura****Pannello + Cordolo C.A. (1)**

N.	Parete	Materiale pannello	Rinforzo	Spessore [cm]	Materiale calcestruzzo	Materiale acciaio	Base sezione [cm]	Altezza sezione
----	--------	--------------------	----------	---------------	------------------------	-------------------	-------------------	-----------------

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

								[cm]
67	1	M. CONCI SB. LC2	-	45,0	C25/30	B450	40,0	20,0
68	2	M. CONCI SB. LC2	-	45,0	C25/30	B450	40,0	20,0
69	3	M. CONCI SB. LC2	-	45,0	C25/30	B450	40,0	20,0
116	4	M. CONCI SB. LC2	-	45,0	C25/30	B450	40,0	20,0
122	5	M. MATT. PIENI LC1	-	30,0	C25/30	B450	30,0	20,0
141	6	M. CONCI SB. LC2	-	45,0	C25/30	B450	40,0	20,0
139	7	M. CONCI SB. LC2	-	45,0	C25/30	B450	40,0	20,0
113	8	M. CONCI SB. LC2	-	45,0	C25/30	B450	40,0	20,0
110	9	M. CONCI SB. LC2	-	45,0	C25/30	B450	40,0	20,0
77	11	M. CONCI SB. LC2	-	45,0	C25/30	B450	40,0	20,0
78	12	M. CONCI SB. LC2	-	45,0	C25/30	B450	40,0	20,0
80	14	M. MATT. PIENI LC1	-	30,0	C25/30	B450	30,0	20,0
81	15	M. MATT. PIENI LC1	-	30,0	C25/30	B450	30,0	20,0

Pannello + Cordolo C.A. (2)

N.	Parete	Area [cm <sup>2</sup> ]	J [cm <sup>4</sup> ]	Af intrad. [cm <sup>2</sup> ]	Af estrad. [cm <sup>2</sup> ]	N. barre intrad.	N. barre Estrad.	Copriferro [cm]	Passo staffe [cm]	Area staffe [cm <sup>2</sup> ]	Porzione deformabile
67	1	800,00	26 666,67	3,08	3,08	2	2	3,0	20	1,01	0,50
68	2	800,00	26 666,67	3,08	3,08	2	2	3,0	20	1,01	0,50
69	3	800,00	26 666,67	3,08	3,08	2	2	3,0	20	1,01	0,50
116	4	800,00	26 666,67	3,08	3,08	2	2	3,0	20	1,01	0,50
122	5	600,00	20 000,00	3,08	3,08	2	2	3,0	20	1,01	0,50
141	6	800,00	26 666,67	3,08	3,08	2	2	3,0	20	1,01	0,50
139	7	800,00	26 666,67	3,08	3,08	2	2	3,0	20	1,01	0,50
113	8	800,00	26 666,67	3,08	3,08	2	2	3,0	20	1,01	0,50
110	9	800,00	26 666,67	3,08	3,08	2	2	3,0	20	1,01	0,50
77	11	800,00	26 666,67	3,08	3,08	2	2	3,0	20	1,01	0,50
78	12	800,00	26 666,67	3,08	3,08	2	2	3,0	20	1,01	0,50
80	14	600,00	20 000,00	3,08	3,08	2	2	3,0	20	1,01	0,50
81	15	600,00	20 000,00	3,08	3,08	2	2	3,0	20	1,01	0,50

Trave Acciaio / Legno

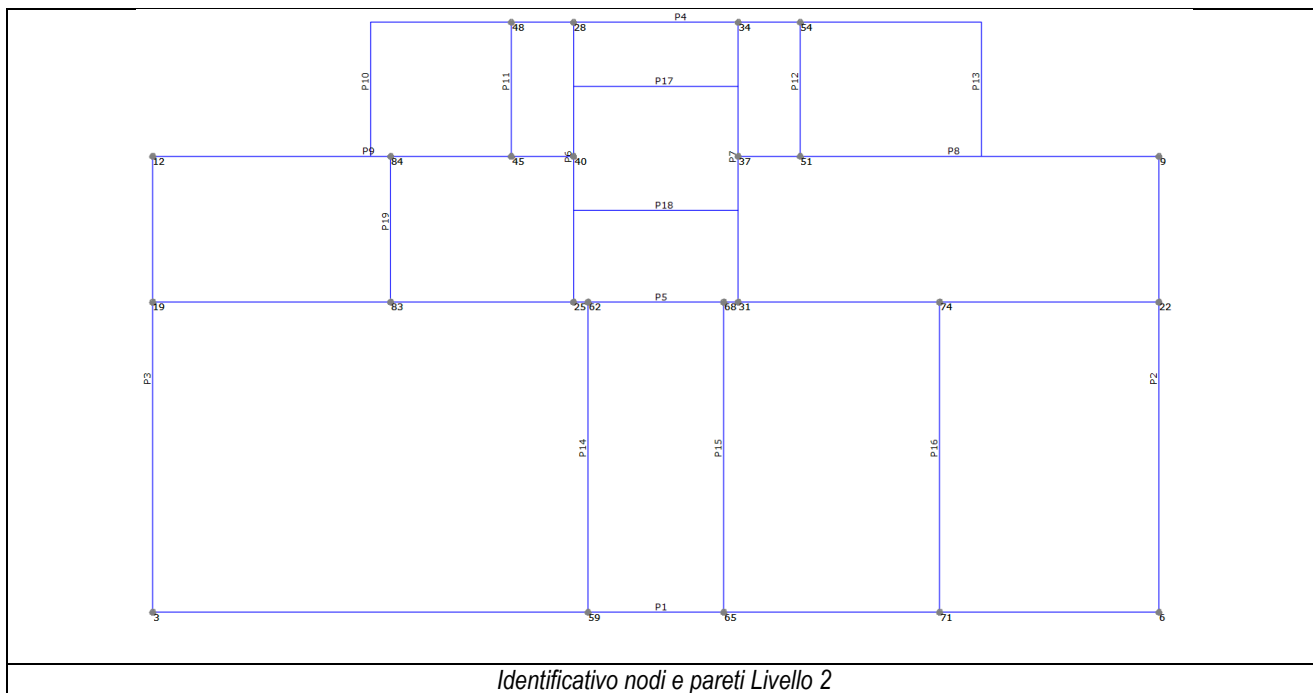
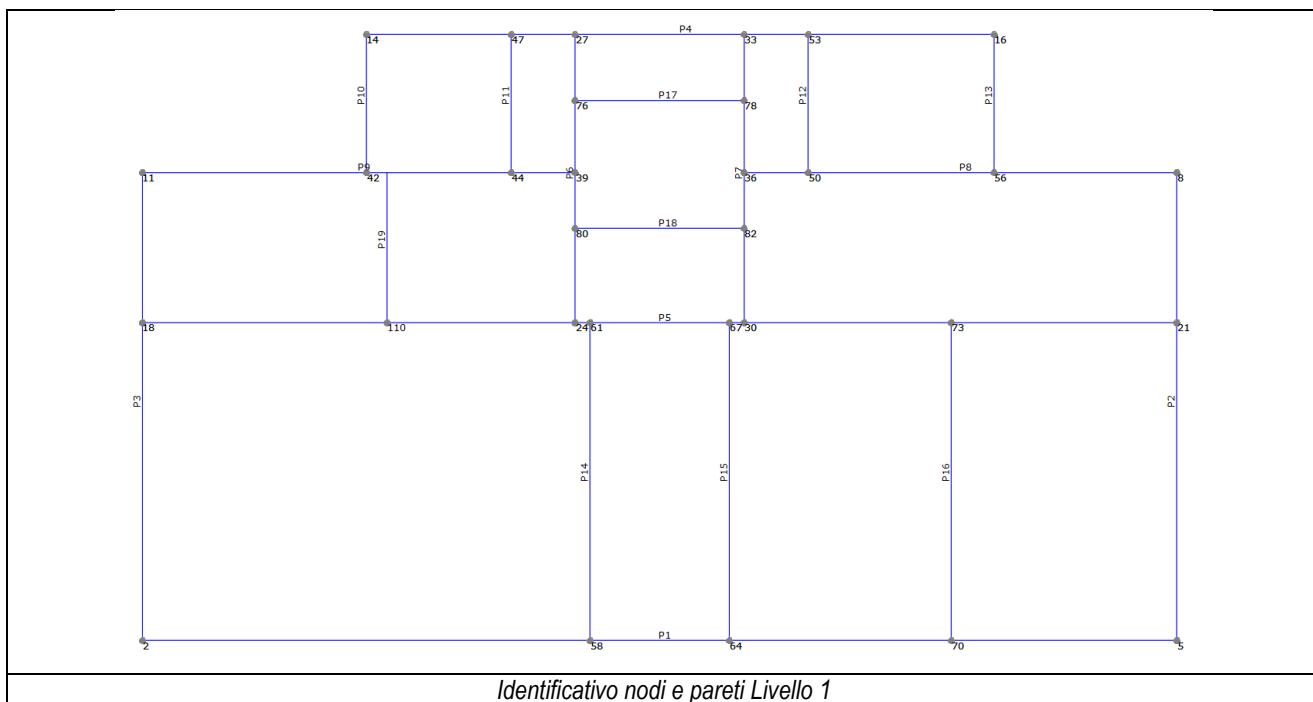
N.	Parete	Materiale	Area [cm <sup>2</sup> ]	J [cm <sup>4</sup> ]	W plastico [cm <sup>3</sup> ]
118	20	GL28h - EN 1194	720,00	77 760,00	4 320,00
123	21	GL28h - EN 1194	720,00	77 760,00	4 320,00
124	22	GL28h - EN 1194	720,00	77 760,00	4 320,00
125	23	GL28h - EN 1194	720,00	77 760,00	4 320,00
126	24	GL28h - EN 1194	720,00	77 760,00	4 320,00
127	25	GL28h - EN 1194	720,00	77 760,00	4 320,00
128	26	GL28h - EN 1194	720,00	77 760,00	4 320,00
129	27	GL28h - EN 1194	400,00	13 333,33	1 333,33
130	28	GL28h - EN 1194	400,00	13 333,33	1 333,33
131	29	GL28h - EN 1194	720,00	77 760,00	4 320,00
132	30	GL28h - EN 1194	400,00	13 333,33	1 333,33
133	31	GL28h - EN 1194	400,00	13 333,33	1 333,33
134	32	GL28h - EN 1194	400,00	13 333,33	1 333,33
143	33	GL28h - EN 1194	720,00	77 760,00	4 320,00
144	34	GL28h - EN 1194	720,00	77 760,00	4 320,00
145	35	GL28h - EN 1194	720,00	77 760,00	4 320,00
146	36	GL28h - EN 1194	720,00	77 760,00	4 320,00

Falda

N.	Quota min [cm]	Quota max [cm]	Spessore [cm]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Ex [N/mm <sup>2</sup> ]	Ey [N/mm <sup>2</sup> ]	Scarico masse	Tipo
1	1 050	1 250	4,0	10,00	9 800,00	0,00	Monodirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
2	1 050	1 250	4,0	10,00	9 800,00	0,00	Monodirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
3	1 050	1 250	4,0	10,00	9 800,00	0,00	Monodirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
4	1 050	1 250	4,0	10,00	9 800,00	0,00	Monodirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
5	1 050	1 250	4,0	10,00	9 800,00	0,00	Monodirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
6	1 050	1 250	4,0	10,00	9 800,00	0,00	Monodirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
7	1 050	1 250	4,0	10,00	9 800,00	0,00	Monodirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
8	1 050	1 250	4,0	10,00	9 800,00	0,00	Monodirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

9	1 050	1 250	4,0	10,00	9 800,00	0,00	Monodirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
10	1 050	1 250	4,0	10,00	9 800,00	0,00	Monodirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
11	1 050	1 250	4,0	10,00	9 800,00	0,00	Monodirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
12	1 050	1 178	4,0	10,00	9 800,00	0,00	Monodirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
13	1 050	1 178	4,0	10,00	9 800,00	0,00	Monodirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
14	1 050	1 178	4,0	10,00	9 800,00	0,00	Monodirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice

**5.6.7 INPUT DI CALCOLO – TELAIO EQUIVALENTE STATO DI PROGETTO**

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****5.6.8 INPUT DI CALCOLO – CARICHI STATO DI PROGETTO**

Le verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e allo stato limite di esercizio (SLD; SLO); devono essere effettuate per la seguente combinazione della azione sismica con le altre azioni [Norme Tecniche 2018].

Note

CDM : Considera solo contributo dinamico della massa

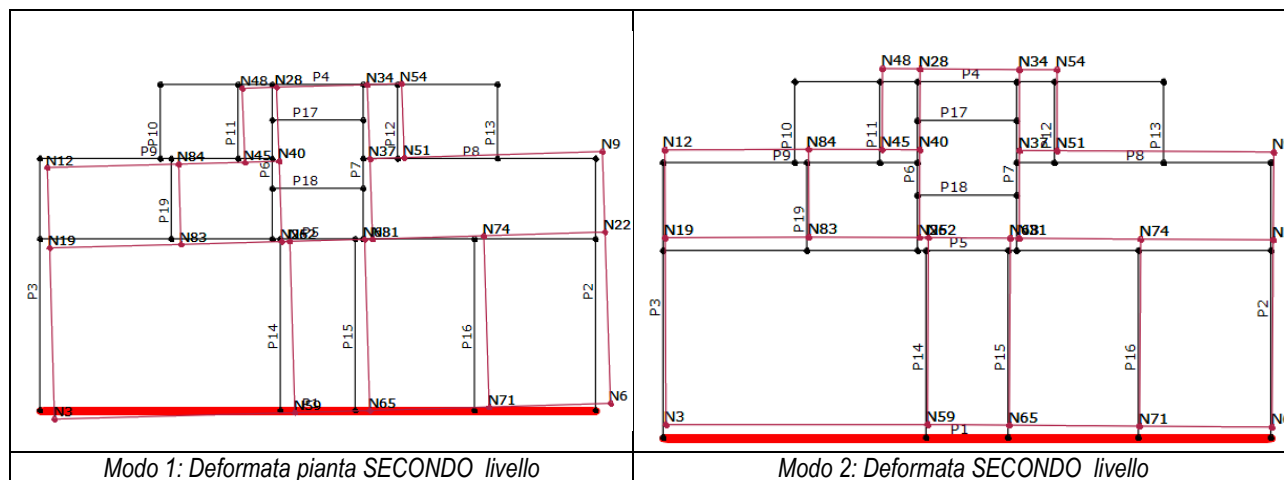
N. Solaio	Gk1 [daN/m2]	Gk2 [daN/m2]	Qk [daN/m2]	Carico dominante	$\psi_0$	$\psi_2$
16	200	50	50	Sì	1,00	0,00
17	200	50	50	Sì	1,00	0,00
18	200	50	50	Sì	1,00	0,00
19	200	50	50	Sì	1,00	0,00
20	10	10	50	Sì	1,00	0,00
1	200	220	300	Sì	1,00	0,60
2	200	220	300	Sì	1,00	0,60
3	200	220	300	Sì	1,00	0,60
4	200	220	300	Sì	1,00	0,60
5	200	220	300	Sì	1,00	0,60
6	200	220	300	Sì	1,00	0,60
7	200	220	300	Sì	1,00	0,60
8	200	220	300	Sì	1,00	0,60
9	500	220	400	Sì	1,00	0,60
10	100	100	100	Sì	1,00	0,00
11	200	220	100	Sì	1,00	0,00
12	200	50	50	Sì	1,00	0,00
13	200	50	50	Sì	1,00	0,00
14	200	50	50	Sì	1,00	0,00
15	200	50	50	Sì	1,00	0,00

N. Falda	Gk1 [daN/m2]	Gk2 [daN/m2]	Qk [daN/m2]	Carico dominante	$\psi_0$	$\psi_2$
1	14	120	100	No	0,50	0,00
2	14	120	100	No	0,50	0,00
3	14	120	100	No	0,50	0,00
4	14	120	100	No	0,50	0,00
5	14	120	100	No	0,50	0,00
6	14	120	100	No	0,50	0,00
7	14	120	100	No	0,50	0,00
8	14	120	100	Sì	0,00	0,50
9	14	120	100	Sì	0,00	0,00
10	14	120	100	Sì	0,00	0,00
11	14	120	100	Sì	0,00	0,00
12	14	120	100	Sì	0,00	0,00
13	14	120	100	Sì	0,00	0,00
14	14	120	100	Sì	0,00	0,00





## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI



Attivo in pushover		Modo /	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
Dir. X	Dir. Y								
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1	0,32279	726 432	59,49	10 448	0,86	173	0,01
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	2	0,25882	26 946	2,21	1 084 548	88,82	614	0,05
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	3	0,22545	289 246	23,69	24 964	2,04	147	0,01
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	4	0,14428	653	0,05	192	0,02	0	0,00
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	5	0,13341	135 072	11,06	305	0,02	1 599	0,13
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	6	0,11774	11 872	0,97	54 977	4,50	8 227	0,67
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	7	0,10420	13 851	1,13	34 903	2,86	18 334	1,50
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	8	0,10265	3 586	0,29	306	0,03	871	0,07
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	9	0,10011	869	0,07	3 981	0,33	8 170	0,67
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	0,09081	49	0,00	1 214	0,10	80 117	6,56

## 5.7 ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSHOVER)

Un'analisi pushover è un'analisi statica monotona, condotta in controllo di spostamenti, sottoponendo la struttura ad una distribuzione di forze orizzontali i cui rapporti relativi vengono mantenuti (variando ovviamente la risultante totale) al crescere degli spostamenti. In pratica si controlla lo spostamento orizzontale di un punto (un nodo della struttura, il punto di applicazione della risultante, etc.) imponendo che gli spostamenti orizzontali dei vari piani assumano valori tali da far corrispondere la deformata a quella conseguente all'applicazione delle forze orizzontali di piano secondo l'assegnata distribuzione. Ovviamente, rispetto ad un'analisi statica incrementale, l'analisi pushover consente di cogliere anche il tratto di softening dopo il raggiungimento della resistenza massima e di seguire l'instaurarsi del meccanismo di collasso.

Nel programma 3Muri è stato formulato un algoritmo numerico particolarmente efficiente dal punto di vista computazionale al fine di svolgere tale tipologia di analisi. Esso si basa sulla trasformazione del problema del push-over in un'analisi in controllo di spostamento su un solo grado di libertà, ma su un sistema modificato tramite un'opportuna ridefinizione della matrice di rigidezza. Si consideri per semplicità un generico sistema elastico, descritto da  $n$  gradi di libertà, di cui i primi  $m$  liberi ed i rimanenti vincolati; si prescinda da storie di carico precedenti, in vista di una applicazione in termini incrementali. Il problema dell'analisi push-over può essere ricondotto a quello di imporre un campo di forze, rappresentativo dell'azione sismica, scalato attraverso un moltiplicatore  $I$ , che evolve nel corso dell'analisi e tale da indurre uno specifico spostamento ad una delle coordinate libere. La procedura consiste nello scegliere uno dei gradi di libertà liberi e controllarne lo spostamento. La formulazione generale del problema può essere espressa dalle seguenti equazioni:

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

$$\begin{bmatrix} K_{FF} & k_{Fm} & K_{FC} \\ k_{Fm}^T & k_{mm} & k_{Cm}^T \\ K_{CF} & k_{Cm} & K_{CC} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_F \\ x_m \\ x_C \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \lambda f_F \\ \lambda f_m \\ r_C \end{Bmatrix},$$

dove m rappresenta il grado di libertà di controllo e  $f_F$  rappresenta il vettore che racchiude i coefficienti che descrivono la distribuzione di forze applicata. Tale sistema di equazioni può essere riscritto sottraendo da ciascuna delle prime m-1 righe, la riga m moltiplicata per  $f_i/f_m$  (dove l'indice i indica la riga in esame; a questo punto l'i-esima equazione diviene:

$$\left(k_{i1} - \frac{f_i}{f_m} k_{m1}\right)x_1 + \dots + \left(k_{im} - \frac{f_i}{f_m} k_{mm}\right)x_m + \dots + \left(k_{in} - \frac{f_i}{f_m} k_{mn}\right)x_n = 0.$$

Il nuovo sistema di equazioni, con la relativa matrice di rigidità modificata diviene:

$$\begin{bmatrix} \bar{K}_{FF} & \bar{k}_{Fm} & \bar{K}_{FC} \\ \bar{k}_{Fm}^T & \bar{k}_{mm} & \bar{k}_{Cm}^T \\ \bar{K}_{CF} & \bar{k}_{Cm} & \bar{K}_{CC} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_F \\ x_m \\ x_C \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ \lambda f_m \\ r_C \end{Bmatrix},$$

in cui i termini tildati indicano l'avvenuta sottrazione della riga m. Nell'ottica di dover operare in campo non lineare è necessario riformulare il problema in termini incrementali, ovvero, assegnato un incremento al grado di libertà di controllo, determinare l'incremento da attribuire alle altre coordinate libere in modo che le forze si incrementino in rapporto prefissato. La formulazione già descritta vale a patto di sostituire a forze e spostamenti i loro incrementi.

**5.7.1 INTRODUZIONE DELL' ECCENTRICITA' ACCIDENTALE AGGIUNTIVA PRESCRITTA DALLE NORMATIVE**

Le Norme Tecniche delle Costruzioni (così come altri documenti normativi) prevede l'attribuzione di eccentricità accidentali oltre a quelle proprie della struttura (derivanti dall'eccentricità tra il baricentro delle masse e quello delle rigidità). Nello specifico le Norme Tecniche delle Costruzioni (al punto 7.2.6) propongono, al fine di contemplare eventuali incertezze nel posizionamento delle masse, di considerare, in ogni piano, un centro di massa opportunamente traslato di una quantità pari al 5% della direzione massima ortogonale all'azione sismica. Il programma prevede l'introduzione delle eccentricità accidentali  $e_x$  ed  $e_y$  al fine di permettere la determinazione, per ogni piano, di una configurazione di masse modificata (in direzione X ed Y) in modo tale da fornire il baricentro nella posizione richiesta, senza alterare la massa verticale complessiva del sistema.

**5.7.2 ANALISI STATICA NON LINEARE**

Al fine di eseguire le dovute verifiche nei riguardi dell'edificio in questione, si è deciso di procedere con l'esecuzione di una analisi statica non lineare. Le verifiche richieste si concretizzano nel confronto tra la curva di capacità per le diverse condizioni previste e la domanda di spostamento prevista dalla normativa. La curva di capacità è individuata mediante un diagramma spostamento-taglio massimo alla base. Secondo le prescrizioni da normativa, le condizioni di carico da esaminare devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.

- distribuzione proporzionale alle Forze statiche (Gruppo 1)
- distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione (Gruppo 2);

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto. L'analisi viene fatta continuare fino a che non si verifica il decadimento del taglio al 80% dal suo valore di picco. Si calcola così il valore dello spostamento massimo alla base dell'edificio generato da quella distribuzione di forze. Questo valore di spostamento costituisce il valore ultimo dell'edificio.

Lo spostamento preso in esame per il tracciamento della curva di capacità è quello di un punto dell'edificio detto nodo di controllo. La normativa richiede il tracciamento di una curva di capacità bi-lineare di un sistema equivalente (SDOF). Il tracciamento di tale curva deve avvenire con una retta che, passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta risulterà parallela all'asse degli spostamenti tale da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente.

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

La determinazione della curva relativa al sistema equivalente, permette di determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati sulla normativa.

La normativa definisce una eccentricità accidentale del centro delle masse pari al 5% della massima dimensione dell'edificio in direzione perpendicolare al sisma.

In base alla tipologia dell'edificio e alle scelte progettuali che si ritengono più idonee, si può decidere la condizione di carico sismico da prendere in esame.

- Carico sismico: Individua quale delle due tipologie di distribuzioni (proporzionale alle masse o al primo modo) prendere in esame.
- Direzione: Individua la direzione lungo cui viene caricata la struttura (X o Y del sistema globale) dal carico sismico.

Al fine di individuare la condizione di carico sismico più gravosa, si è deciso di eseguire le analisi distinte per tipologia di carico, direzione del sisma e di eventuali eccentricità accidentali.

**5.8 CRITERI DI VERIFICA**

La verifica sismica globale consiste nel confronto tra la curva ottenuta attraverso l'analisi statica non lineare (opportunamente convertita perché sia rappresentativa di un equivalente oscillatore equivalente) e la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta (ottenuto a partire da quello elastico opportunamente ridotto secondo l'approccio degli spettri anelastici come proposto nelle Norme Tecniche delle Costruzioni 2018). I criteri adottati per la conversione della curva di capacità nella bilineare equivalente e quelli utilizzati per il calcolo della risposta sismica attesa, sono conformi a quanto prescritto nel caso di costruzioni esistenti in muratura nelle suddette norme di riferimento. La conversione della curva di capacità nella bilineare equivalente è operata tramite l'imposizione delle condizioni specificate nel documento di "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" (punto C.7.8.1.5.4).

Il ramo elastico iniziale è definito dalla retta che, passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; il plateau della bilineare è determinato sulla base del principio di equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente fino al punto in corrispondenza dello spostamento ultimo. Lo spostamento ultimo della curva è computato in corrispondenza del passo dell'analisi in cui si verifica il decadimento del taglio di base del 20% rispetto al valore di picco. Il sistema equivalente risulta così determinato in termini di periodo ( $T^*$ ) (ossia rigidezza  $k^*$ ), resistenza ( $F^*y$ ), massa ( $m^*$ ) e spostamento ultimo ( $d^*u$ ).

La verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) prevede il confronto (per ciascuna delle analisi effettuate) tra lo spostamento massimo richiesto dalla normativa,  $d_{max}$  (calcolato secondo i criteri illustrati al punto C.7.3.4 del documento di "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni"), e lo spostamento ultimo valutato sulla curva di capacità con l'ulteriore limitazione, nel caso di costruzioni in muratura, che il fattore  $q^*$  (rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente) risulti inferiore a 3.

La verifica allo Stato limite di Danno prevede il confronto (per ciascuna delle analisi effettuate) tra lo spostamento massimo richiesto dalla normativa,  $D_{sld\ max}$  (calcolato impiegando lo spettro di risposta elastico), e lo spostamento massimo calcolato sulla curva di capacità corrispondente al sottopasso che causa il superamento del valore massimo di drift d'interpiano consentito dalla norma (pari a 0.003).

La verifica allo Stato limite di Operatività prevede il confronto (per ciascuna delle analisi effettuate) tra lo spostamento massimo richiesto dalla normativa,  $d_{SLD\ max}$  (calcolato impiegando lo spettro di risposta di progetto definito per lo stato limite di operatività), e lo spostamento massimo calcolato sulla curva di capacità corrispondente al sottopasso che causa il superamento del valore massimo di drift d'interpiano consentito dalla norma (pari a 0.002).

Secondo le indicazioni da normativa si devono eseguire le seguenti verifiche:

- Stato limite Ultimo (SLV):

$$D_{max} \leq D_u$$

$D_{max}$ : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

$D_u$ : Spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della curva Push-over di un valore pari al 20% di quello massimo.

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

$$q^* < 3$$

$q^*$ : rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

- Stato limite di Danno (SLD):

$$D_{\max}^{SLD} \leq D_d$$

$D_{\max}^{SLD}$  : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno.

$D_d$ : Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.003).

- Stato limite di Operatività (SLO):

$$D_{\max}^{SLO} \leq D_o$$

$D_{\max}^{SLO}$  : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di operatività.

$D_o$ : Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.002).

- Vulnerabilità sismica: Per ciascuno stato limite eseguito viene calcolato l'indice di rischio  $\alpha$  ( $\alpha_{SLC}$ ,  $\alpha_{SLV}$ ,  $\alpha_{SLD}$ ,  $\alpha_{SLO}$ ). Questi parametri vengono calcolati come indicato nel seguito:

$$\alpha_{SLC} = \frac{PGA_{CLC}}{PGA_{DLC}} ; \alpha_{SLV} = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} ; \alpha_{SLD} = \frac{PGA_{CLD}}{PGA_{DLD}} ; \alpha_{SLO} = \frac{PGA_{CLO}}{PGA_{DLO}} ;$$

Accelerazioni di capacità: l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere.

$PGA_{CLC}$  : accelerazione di capacità corrispondente a SLC

$PGA_{CLV}$  : accelerazione di capacità corrispondente a SLV

$PGA_{CLD}$  : accelerazione di capacità corrispondente a SLD

$PGA_{CLO}$  : accelerazione di capacità corrispondente a SLO

Accelerazioni di domanda : Valori di riferimento delle accelerazioni dell'azione sismica Tali valori vengono definiti a partire dal carico sismico definito nella forma dello spettro.

$PGA_{DLC}$  : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLC

$PGA_{DLV}$  : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLV

$PGA_{DLD}$  : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLD

$PGA_{DLO}$  : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLO

Per gli edifici esistenti in muratura le condizioni sopra riportate possono risultare spesso non applicabili. Il D.M. (C8.7.1.4) pertanto, prescrive che per gli edifici esistenti in muratura è possibile utilizzare l'analisi statica non lineare assegnando come distribuzioni principale e secondaria, rispettivamente, la prima distribuzione del Gruppo 1 e la prima del gruppo 2, indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante. Tale condizione dovrà essere considerata nell'interpretazione dei risultati.

## 5.9 RISULTATI ANALISI PUSHOVER STATO DI FATTO

Si riportano i risultati del calcolo sismico svolto sul modello secondo quanto indicato dalla normativa. Gli indici di vulnerabilità riportati in tabella fanno riferimento risultati riportati in tabella danno riferimento

- $\alpha_{PGASLV} = I_{RA\_SLV} = PGA_c / PGA_0$  (Rif. Spettro S.L.V.)
- $\alpha_{PGASLO} = I_{RA\_SLO} = PGA_c / PGA_0$  (Rif. Spettro S.L.O.)



COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

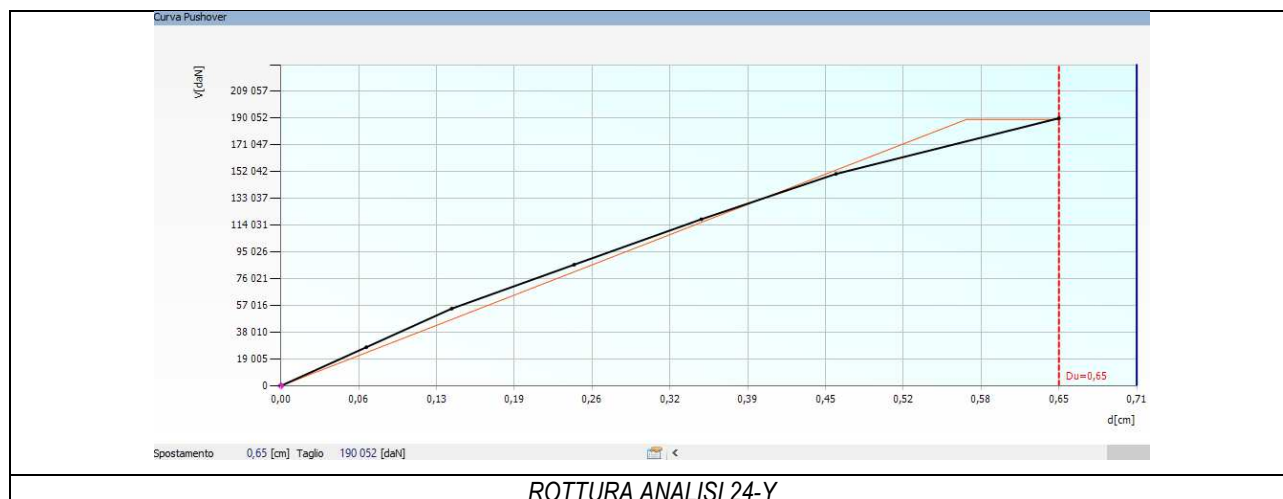
In altre parole è il rapporto lo spettro di domanda e lo spettro di capacità per lo stato limite di riferimento. La struttura risulta non vulnerabile al sisma di progetto se il coefficiente  $\alpha_{PGA} > 1$

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Du SLO [cm]	$\alpha$ SLC	$\alpha$ SLV	$\alpha$ SLD	$\alpha$ SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	2,71	1,84	3,70	2,23	1,38	3,08	0,84	0,57	0,65	0,38	0,703	0,655	0,734	0,600
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	3,47	2,31	3,66	2,87	1,73	3,05	1,18	0,87	0,95	0,58	0,675	0,617	0,742	0,607
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	2,67	0,92	3,67	2,19	0,69	3,06	0,82	0,57	0,64	0,38	0,395	0,379	0,740	0,604
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,00	2,99	0,88	4,18	2,46	0,66	3,48	0,96	0,59	0,76	0,39	0,333	0,316	0,649	0,531
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	2,53	2,95	3,43	2,06	2,21	2,86	0,74	0,47	0,57	0,32	1,152	1,049	0,692	0,566
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,00	2,76	3,98	3,61	2,26	2,99	3,01	0,84	0,53	0,65	0,36	1,108	0,997	0,679	0,555
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	2,60	2,87	3,03	2,12	2,15	2,52	0,76	0,53	0,60	0,35	1,093	1,015	0,721	0,589
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,00	2,85	4,53	3,24	2,34	3,40	2,70	0,88	0,60	0,69	0,40	1,236	1,112	0,714	0,584
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	71,70	2,67	1,98	3,68	2,19	1,48	3,07	0,82	0,56	0,64	0,38	0,759	0,706	0,738	0,603
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-71,70	2,85	1,90	3,62	2,34	1,42	3,02	0,90	0,64	0,71	0,43	0,688	0,639	0,749	0,612
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	71,70	3,33	2,53	3,73	2,75	1,89	3,11	1,11	0,79	0,89	0,53	0,769	0,703	0,728	0,595
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-71,70	3,65	2,54	3,63	3,03	1,91	3,03	1,27	0,81	1,01	0,54	0,702	0,638	0,636	0,533
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	71,70	2,60	0,89	3,76	2,13	0,67	3,14	0,79	0,52	0,61	0,35	0,396	0,380	0,721	0,590
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-71,70	2,74	0,92	3,79	2,25	0,69	3,16	0,85	0,57	0,66	0,38	0,382	0,365	0,716	0,585
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	71,70	2,90	0,85	4,14	2,39	0,64	3,45	0,93	0,57	0,73	0,38	0,335	0,318	0,656	0,536
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-71,70	3,01	0,91	4,34	2,48	0,68	3,62	0,98	0,57	0,77	0,38	0,337	0,318	0,625	0,511
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	122,35	2,48	2,56	3,34	2,02	1,92	2,78	0,72	0,45	0,55	0,30	1,028	0,956	0,670	0,548
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-122,35	2,65	3,21	3,52	2,17	2,41	2,94	0,80	0,57	0,61	0,38	1,135	1,021	0,770	0,630
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	122,35	2,70	3,65	3,52	2,21	2,73	2,94	0,82	0,48	0,63	0,32	1,135	1,021	0,626	0,511
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-122,35	2,88	3,83	3,71	2,36	2,87	3,09	0,90	0,61	0,70	0,41	1,078	0,970	0,732	0,598
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	122,35	2,53	3,14	3,06	2,06	2,35	2,55	0,73	0,52	0,57	0,35	1,215	1,125	0,738	0,603
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-122,35	2,68	3,35	4,72	2,20	2,51	3,93	0,83	0,41	0,64	0,28	0,848	0,763	0,575	0,470
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	122,35	2,77	4,45	3,24	2,27	3,34	2,70	0,84	0,57	0,66	0,38	1,235	1,111	0,709	0,579
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-122,35	2,90	0,65	4,01	2,38	0,49	3,34	0,91	0,57	0,71	0,38	0,274	0,255	0,677	0,553

### Valutazione del livello di sicurezza stato di fatto

Stato di fatto meccanismi locali			Stato di fatto analisi globale SLV			Stato di fatto analisi globale SLV		
MECCANISMO 1 P3			Analisi 4-X Rottura a taglio P10-P11			Analisi 24-Y Rottura a taglio P3-P14-P15		
T <sub>R,C</sub>	T <sub>R,D</sub>	Esito $\zeta E$	T <sub>R,C</sub>	T <sub>R,D</sub>	Esito $\zeta E$	T <sub>R,C</sub>	T <sub>R,D</sub>	Esito $\zeta E$
anni	anni	-	anni	anni	-	anni	anni	-
<30	712	0,19	33	712	0,31	<30	712	0,25

Riassumendo i risultati delle analisi e facendo riferimento all'analisi nella direzione del lato corto (lato y) si osserva come il collasso si manifesti per rottura a taglio delle pareti P3, P14 e P15.



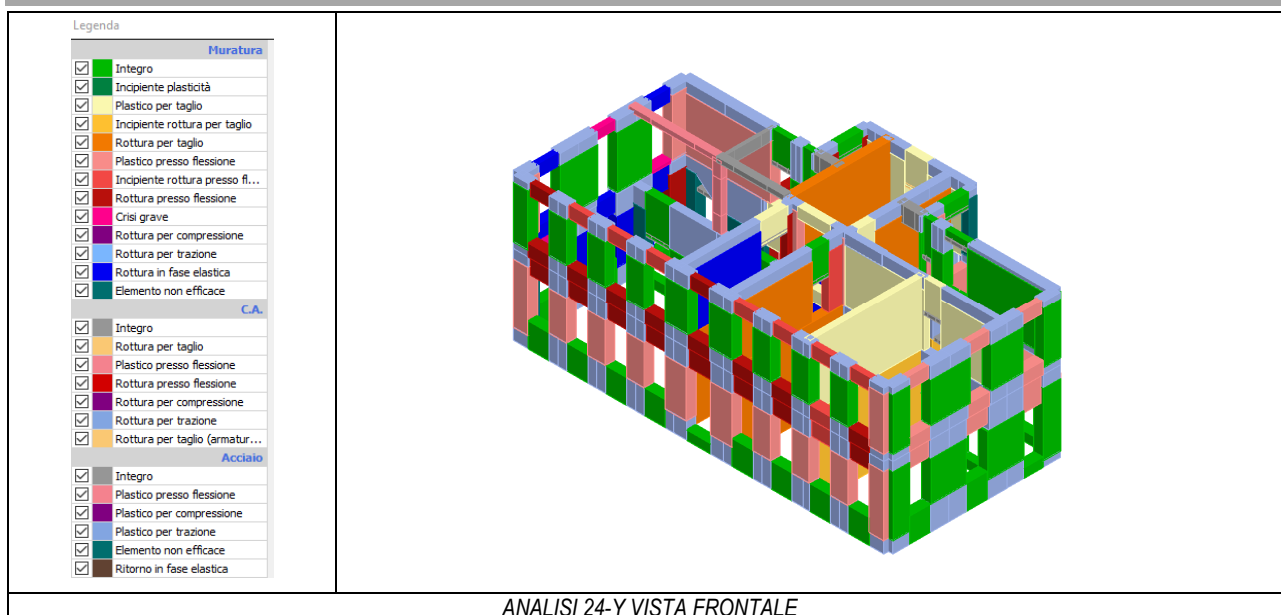




COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI



<p><b>SLC</b></p> <p>Dmax 2,90 [cm] &gt; Du 0,65 [cm]</p> <p>q* 4,01 &gt; 4</p> <p><b>La verifica NON è soddisfatta</b></p> <p>Raggiungimento del q*lim</p>						
<p><b>SLV</b></p> <p>Dmax 2,38 [cm] &gt; Du 0,49 [cm]</p> <p>q* 3,34 &gt; 3</p> <p><b>La verifica NON è soddisfatta</b></p> <p>Raggiungimento del q*lim</p>						
<p><b>SLD</b></p> <p>Dmax 0,91 [cm] &gt; Du 0,57 [cm]</p> <p><b>La verifica NON è soddisfatta</b></p> <p>Raggiungimento del limite elastico della bilineare</p>						
<p><b>SLO</b></p> <p>Dmax 0,71 [cm] &gt; Du 0,38 [cm]</p> <p><b>La verifica NON è soddisfatta</b></p>						
	TR <sub>C</sub>	TR <sub>D</sub>	α <sub>TR</sub>	PGA <sub>C</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	PGA <sub>D</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	α <sub>PGA</sub>
SLC	37	1462	0,0253	0,6658	2,4290	0,2741
SLV	< 30	712	< 0,0421	0,5020	1,9718	0,2546
SLD	< 30	75	< 0,4000	0,5849	0,8643	0,6768
SLO	< 30	45	< 0,6667	0,3885	0,7024	0,5532

☒ Mostra PGA su roccia

Dettagli ... i

DETTAGLIO VERIFICHE 24-y

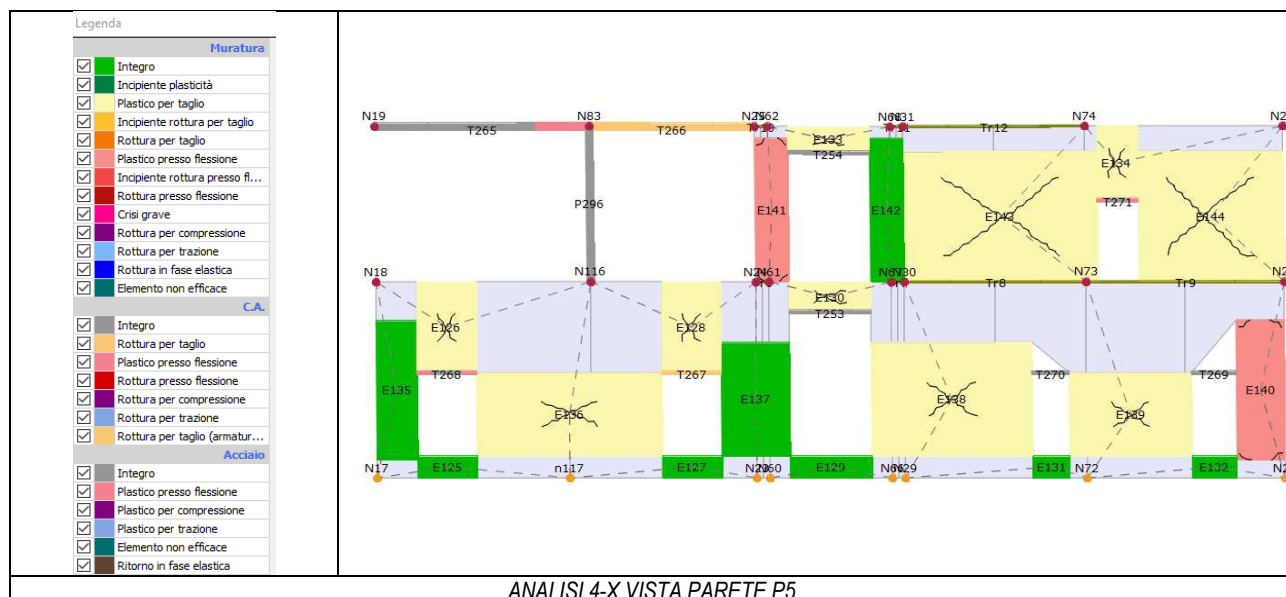


COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

Facendo riferimento all'analisi nella direzione del lato lungo (lato X) si osserva come il collasso si manifesti per rottura a taglio della trave in c.a. appartenente alla parete P5 (muro di spina).



ANALISI 4-X VISTA PARETE P5

### SLC

Dmax 2,99 [cm] > Du 0,88 [cm]

q\* 4,18 > 4

La verifica NON è soddisfatta

Raggiungimento del q\*lim

### SLV

Dmax 2,46 [cm] > Du 0,66 [cm]

q\* 3,48 > 3

La verifica NON è soddisfatta

Raggiungimento del q\*lim

### SLD

Dmax 0,96 [cm] > Du 0,59 [cm]

La verifica NON è soddisfatta

Raggiungimento del limite elastico della bilineare

### SLO

Dmax 0,76 [cm] > Du 0,39 [cm]

La verifica NON è soddisfatta

### Parametri di Analisi

T* [s]	0,344
m* [kg]	874708
w [daN]	1509624
M [kg]	1538863
m*/M [%]	56,841
Γ	1,18
F*y [daN]	145526
d*y [cm]	0,5
d*u [cm]	0,75

	TR <sub>C</sub>	TR <sub>D</sub>	α <sub>TR</sub>	PGA <sub>C</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	PGA <sub>D</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	α <sub>PGA</sub>
SLC	62	1462	0,0424	0,8094	2,4290	0,3332
SLV	33	712	0,0463	0,6223	1,9718	0,3156
SLD	< 30	75	< 0,4000	0,5613	0,8643	0,6495
SLO	< 30	45	< 0,6667	0,3729	0,7024	0,5309

☒ Mostra PGA su roccia

Dettagli ...

DETTAGLIO VERIFICHE 4-X



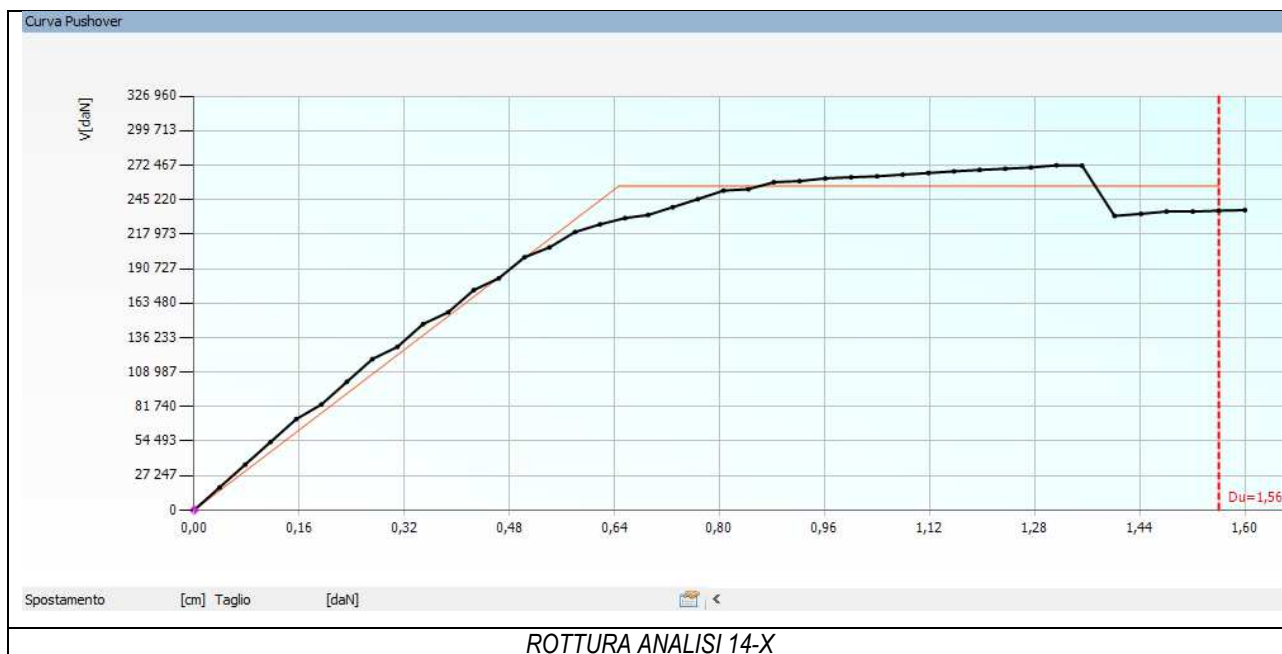
## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

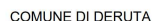
## 5.10 RISULTATI ANALISI PUSHOVER STATO DI PROGETTO

La struttura risulta non vulnerabile al sisma di progetto se il coefficiente  $\alpha_{PGA} > 1$

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Du SLO [cm]	$\alpha$ SLC	$\alpha$ SLV	$\alpha$ SLD	$\alpha$ SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	2,32	1,66	2,84	1,88	1,24	2,37	0,64	0,60	0,52	0,40	0,750	0,712	0,957	0,782
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	2,77	2,53	2,94	2,27	1,90	2,46	0,84	0,76	0,68	0,51	0,921	0,855	0,922	0,753
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	2,36	1,72	2,82	1,91	1,29	2,35	0,66	0,63	0,53	0,42	0,762	0,722	0,964	0,788
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,00	2,66	2,34	2,97	2,17	1,75	2,48	0,80	0,71	0,63	0,47	0,890	0,829	0,913	0,746
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	2,01	2,51	2,45	1,60	1,89	2,04	0,51	0,49	0,41	0,33	1,205	1,137	0,970	0,793
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,00	2,19	2,78	2,49	1,76	2,08	2,08	0,57	0,54	0,47	0,36	1,225	1,150	0,948	0,775
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	2,01	2,51	2,25	1,60	1,89	1,88	0,52	0,52	0,43	0,35	1,202	1,139	1,002	0,819
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,00	2,19	2,82	2,29	1,75	2,11	1,91	0,59	0,57	0,48	0,38	1,236	1,163	0,971	0,794
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	71,70	2,31	1,66	2,86	1,87	1,25	2,39	0,64	0,59	0,51	0,39	0,756	0,718	0,948	0,774
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-71,70	2,38	1,57	2,80	1,93	1,18	2,33	0,66	0,64	0,54	0,42	0,703	0,669	0,971	0,793
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	71,70	2,70	2,50	2,97	2,21	1,87	2,47	0,81	0,73	0,65	0,48	0,932	0,866	0,915	0,748
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-71,70	2,82	2,56	2,92	2,31	1,92	2,44	0,87	0,79	0,70	0,53	0,917	0,850	0,929	0,759
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	71,70	2,32	1,65	2,84	1,87	1,24	2,37	0,64	0,60	0,51	0,40	0,751	0,713	0,956	0,782
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-71,70	2,38	1,56	2,78	1,93	1,17	2,32	0,66	0,64	0,54	0,43	0,696	0,663	0,976	0,798
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	71,70	2,64	2,31	2,98	2,15	1,74	2,48	0,78	0,70	0,62	0,46	0,889	0,830	0,912	0,745
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-71,70	2,72	2,37	2,96	2,22	1,78	2,47	0,82	0,65	0,65	0,43	0,883	0,822	0,809	0,661
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	122,35	1,97	2,14	2,41	1,57	1,61	2,01	0,49	0,47	0,40	0,31	1,069	1,018	0,955	0,780
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-122,35	2,05	2,00	2,45	1,64	1,50	2,04	0,52	0,58	0,43	0,39	0,979	0,933	1,108	0,906
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	122,35	2,14	2,31	2,45	1,71	1,74	2,04	0,56	0,51	0,45	0,34	1,070	1,013	0,917	0,750
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-122,35	2,23	2,46	2,51	1,79	1,85	2,09	0,59	0,51	0,48	0,34	1,086	1,024	0,866	0,708
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	122,35	1,99	2,44	2,26	1,58	1,83	1,89	0,51	0,49	0,42	0,33	1,183	1,122	0,961	0,785
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-122,35	2,06	1,51	2,38	1,65	1,13	1,99	0,53	0,50	0,43	0,34	0,781	0,756	0,946	0,774
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	122,35	2,18	3,13	2,30	1,74	2,35	1,92	0,58	0,56	0,48	0,37	1,363	1,278	0,952	0,778
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-122,35	2,26	2,95	2,45	1,82	2,21	2,04	0,61	0,59	0,50	0,40	1,256	1,177	0,979	0,800

Riassumendo i risultati delle analisi e facendo riferimento all'analisi nella direzione del lato lungo (lato X) si osserva come il collasso si manifesti per rottura a taglio delle pareti P4.





DANTE ALIGHIERI. FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.

CUP: B59F18000590002

### ANALISI 14-X ROTTURA PARETE P4


<b>SLC</b>	D <sub>max</sub> 2,38 [cm]	>	D <sub>u</sub> 1,56 [cm]			
	q* 2,78	<=	4			
	<b>La verifica NON è soddisfatta</b>					
	Spostamento limite raggiunto					
<b>SLV</b>	D <sub>max</sub> 1,93 [cm]	>	D <sub>u</sub> 1,17 [cm]			
	q* 2,32	<=	3			
	<b>La verifica NON è soddisfatta</b>					
<b>SLD</b>	D <sub>max</sub> 0,66 [cm]	>	D <sub>u</sub> 0,64 [cm]			
	<b>La verifica NON è soddisfatta</b>					
	Raggiungimento del limite elastico della bilineare					
<b>SLO</b>	D <sub>max</sub> 0,54 [cm]	>	D <sub>u</sub> 0,43 [cm]			
	<b>La verifica NON è soddisfatta</b>					
	TR <sub>C</sub>	TR <sub>D</sub>	a <sub>TR</sub>	PGA <sub>C</sub> [m/s²]	PGA <sub>D</sub> [m/s²]	a <sub>PGA</sub>
SLC	425	1462	0,2907	1,6914	2,4290	0,6964
SLV	225	712	0,3160	1,3079	1,9718	0,6633
SLD	71	75	0,9467	0,8437	0,8643	0,9762
SLO	< 30	45	< 0,6667	0,5605	0,7024	0,7979

Parametri di Analisi	
T* [s]	0,291
m* [kg]	852960
w [daN]	1503394
M [kg]	1522986
m*/M [%]	56,006
Γ	1,2
F*y [daN]	213294
d*y [cm]	0,54
d*u [cm]	1,3

☒ Mostra PGA su roccia

Dettagli ... 

### DETTAGLIO VERIFICHE ANALISI 14-X

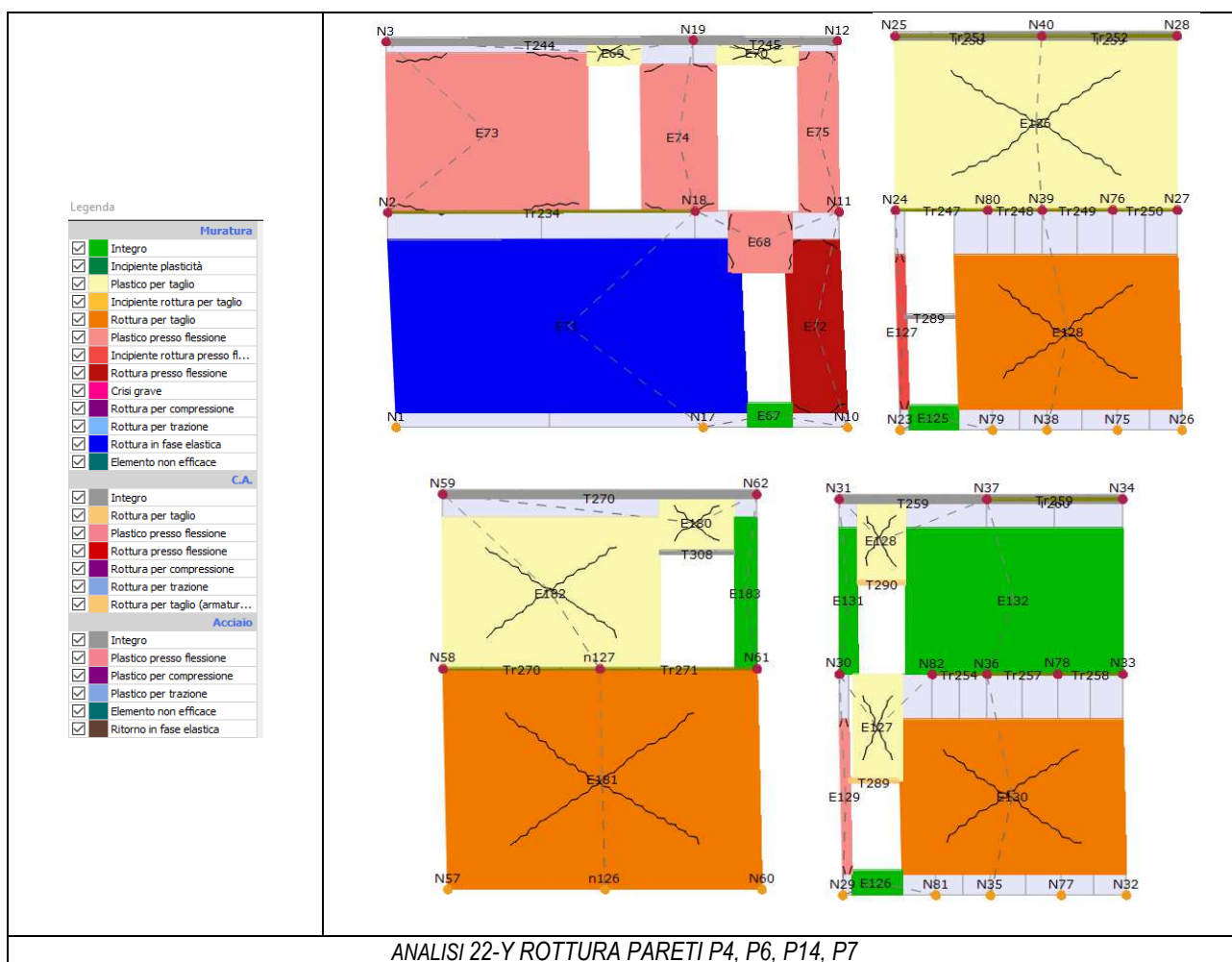
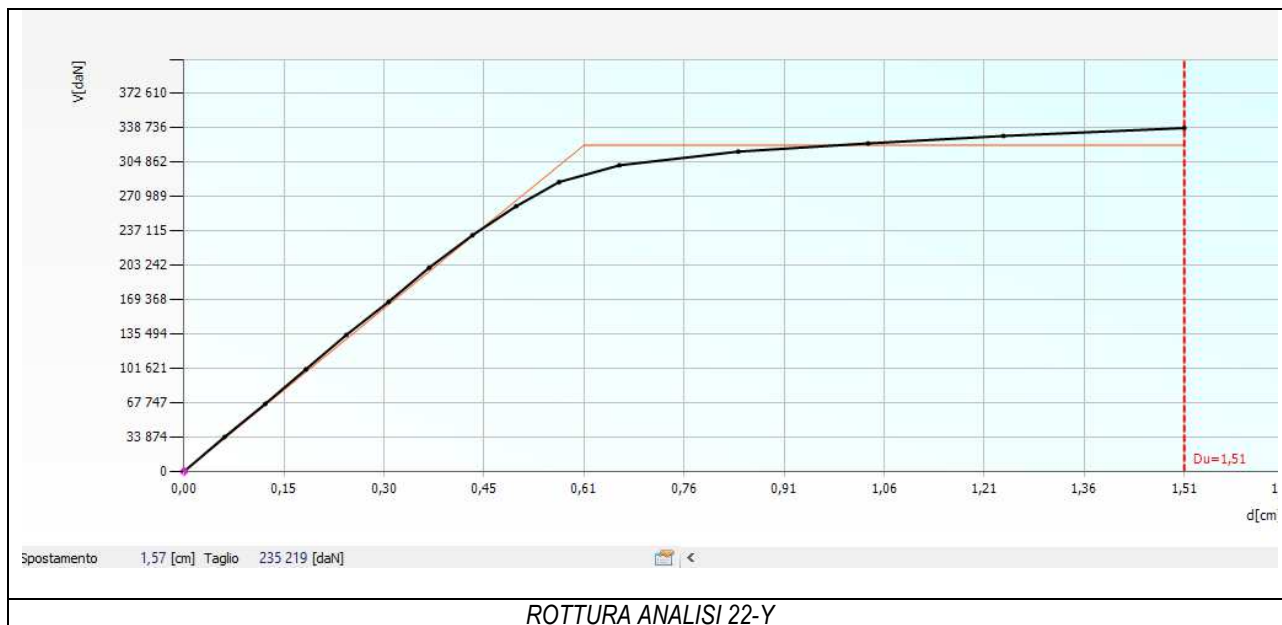


COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

Riassumendo i risultati delle analisi e facendo riferimento all'analisi nella direzione del lato corto (lato y) si osserva come il collasso si manifesti per rottura a taglio a piano terra dei maschi appartenenti alle delle pareti P3, P6, P7 P14 e P15.







## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

<b>SLC</b> Dmax 2,06 [cm] > Du 1,51 [cm] q* 2,38 <= 4 <b>La verifica NON è soddisfatta</b> Spostamento limite raggiunto						
<b>SLV</b> Dmax 1,65 [cm] > Du 1,13 [cm] q* 1,99 <= 3 <b>La verifica NON è soddisfatta</b>						
<b>SLD</b> Dmax 0,53 [cm] > Du 0,50 [cm] <b>La verifica NON è soddisfatta</b> Raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari						
<b>SLO</b> Dmax 0,43 [cm] > Du 0,34 [cm] <b>La verifica NON è soddisfatta</b>						
	TR <sub>C</sub>	TR <sub>D</sub>	α <sub>TR</sub>	PGA <sub>C</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	PGA <sub>D</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	α <sub>PGA</sub>
SLC	599	1462	0,4097	1,8974	2,4290	0,7811
SLV	325	712	0,4565	1,4914	1,9718	0,7564
SLD	65	75	0,8667	0,8179	0,8643	0,9464
SLO	< 30	45	< 0,6667	0,5434	0,7024	0,7736

☒ Mostra PGA su roccia  
[Dettagli ...](#)

## DETTAGLIO VERIFICHE ANALISI 22-Y

## 5.11 VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI SICUREZZA STATO DI PROGETTO

Le condizioni di applicabilità del metodo di verifica per l'analisi globale non sono rispettate (struttura non regolare in pianta, modi di vibrare non traslazionali ecc..) pertanto i risultati ottenuti in termini di capacità (periodo di ritorno) devono essere considerati con un certo riguardo. Per questo motivo è ragionevole quantificare il miglioramento a circa il 66% della sicurezza richiesta facendo riferimento a una Vita Nominale di 50 anni.

Valutazione del livello di sicurezza stato di progetto								
Stato di progetto meccanismi locali			Stato di progetto analisi globale			Stato di progetto analisi globale		
MECCANISMO 1-B P1 (ribaltamento)			Analisi 14-X Rottura a taglio P4			Analisi 22-Y Rottura a taglio P4-P14-P6		
T <sub>R,C</sub>	T <sub>R,D</sub>	Esito ζE	T <sub>R,C</sub>	T <sub>R,D</sub>	Esito ζE	T <sub>R,C</sub>	T <sub>R,D</sub>	Esito ζE
anni	anni	-	anni	anni	-	anni	anni	-
800	712	1,04	221	712	0,66	325	712	0,75

Gli interventi proposti determinano un sensibile miglioramento del fabbricati stimabile al 66% della sicurezza richiesta facendo riferimento a una Vita Nominale di 50 anni e a una costruzione in classe III. Con riferimento al Cap.8.3 delle NTC 2018 il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile della struttura e l'azione sismica massima prevista per un fabbricato di nuova realizzazione ζE=0,66>0,60 come richiesto dalle NTC 2018.

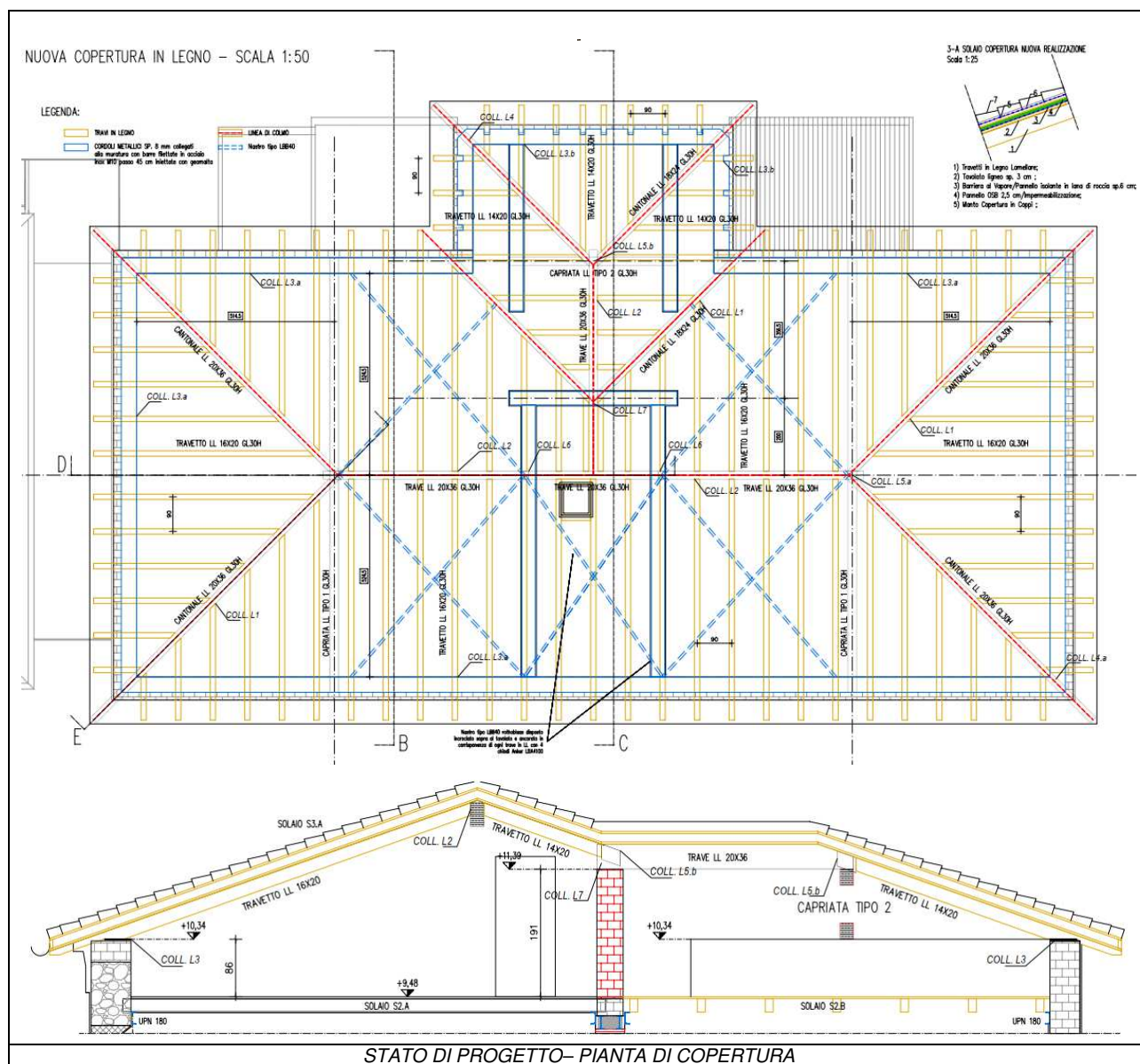


## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

## 6 R1.6 – RELAZIONE DI CALCOLO COPERTURA NUOVA REALIZZAZIONE

## 6.1 PROGETTO DEGLI INTERVENTI

Viste le vulnerabilità riscontrate sugli elementi strutturali della copertura esistente, vista l'assenza di collegamenti adeguati a garantire la corretta trasmissione degli sforzi si prevede la demolizione e la ricostruzione del tetto del fabbricato da realizzarsi con tetto in legno. Gli interventi in copertura del 1981 (solai in laterocemento e travetti varese, muri in falso) oltre a introdurre vulnerabilità di carattere sismico (muri in falso, tetto pesante) hanno snaturato la configurazione originaria della copertura del fabbricato (caratterizzata da struttura molto probabilmente in legno). L'intervento quindi oltre a migliorare il comportamento strutturale del fabbricato ripristina un'organizzazione delle falde più fedele all'originale. La nuova copertura sarà caratterizzata da travi di colmo, cantonali, capriate e travetti in LL (resistenza al fuoco R60). Le modifiche delle quote di falda del corpo scale comportano la necessità di demolire le rampe in c.a. tra piano primo e sottotetto e di realizzare un solaio di sottotetto nel vano scale con travetti in LL e tavolato.



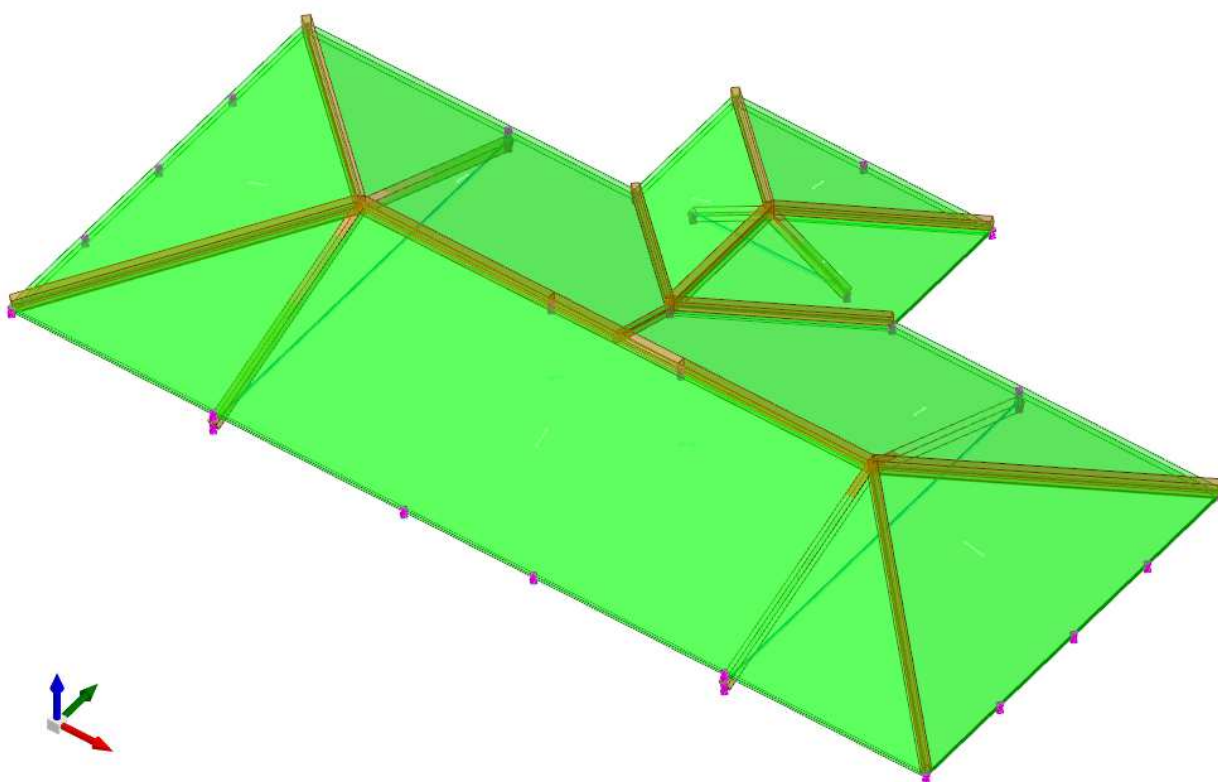


## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

Le caratteristiche della nuova copertura sono le seguenti

- Travetti in LL 16x20 interasse 90 cm;
- Cantonalì in LL 20x36, 18x24;
- Capriate in LL con Puntoni 24x24 e catena in carpenteria;
- La copertura è realizzata in appoggio su un cordolo in c.a. di nuova realizzazione ancorato alla struttura esistente;
- Il solaio di sottotetto, zona vano scale, è realizzato con travetti in LL 12x20 interasse 110 cm.
- Le strutture sono progettate per garantire una Resistenza al fuoco R 60.

### 6.2 VERIFICA NUOVI SOLAI DI SOTTOTETTO E COPERTURA

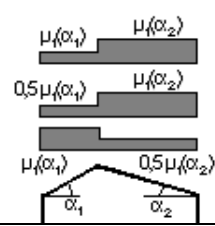


La copertura per come progettata è una struttura in semplice appoggio non spingente. In particolare i diagonalì e tutte altre travi in falda verranno realizzati con appoggio sul muro con piano orizzontale (sagomando la testa della trave), in modo tale da trasmettere la sola componente verticale.

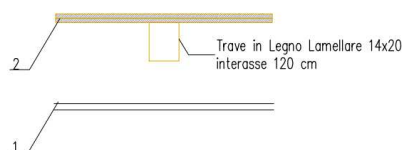
**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****6.3 AZIONI SULLA COSTRUZIONE**

Oltre ai pesi propri dei materiali strutturali e ai carichi permanenti non strutturali, sulla costruzione agiscono delle azioni non imputabili all'uomo quali quelle dovute alla neve, al vento, al sisma.

**6.3.1 CARICHI STATICI**

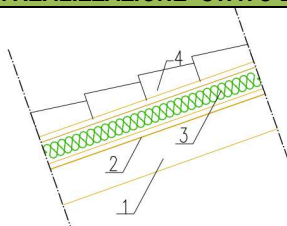
<p>Zona Neve = II  <math>C_e</math> (coeff. di esposizione al vento) = 1,00  Valore caratteristico del carico al suolo (<math>q_{sk} C_e</math>) = 100 daN/mq  Copertura a due falde copertura piana:  Angolo di inclinazione della falda = 19°  <math>\mu_1 = 0.80 \Rightarrow Q = 0,80 \text{ KN/mq} \Rightarrow Q = 1,00 \text{ KN/mq}</math>  a favore di sicurezza</p>	<p>Schema di carico:</p> 
CALCOLO DELLE AZIONI DELLA NEVE Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4	

<p>Zona Vento = 3, Rugosità B, Cat. Esposizione IV  <math>q_b</math> (pressione cinetica di riferimento) = 45,5 dN/mq  <math>c_e</math> (coeff. di esposizione) = 1.92  <math>c_p</math> (coeff. di forma vento dir ortogonale al colmo) = 0.20  Azione del Vento P= Avremo quindi una pressione massima (in dir ortogonale al colmo) di 17.5 = 0.18 KN/mq</p>	CALCOLO DELLE AZIONI DEL VENTO Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4
--	---

**2-A - SOLAIO NUOVA REALIZZAZIONE STATO DI PROGETTO**

- 1) Controsoffitto in cartongesso;
- 2) Tavolato in legno 3+3 cm;

Analisi dei carichi	Peso (KN/m <sup>2</sup> )
1-Controsoffitto in cartongesso	0.20
2 -1+1 Tavolato in legno incrociato sp. 3 cm	0.40
Travetti in legno 14x20 interasse 120 cm	0.10
eventuali carichi appesi	0.20
<b>G1 - Carichi strutturali solaio</b>	<b>0.50 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>G2 - Carichi portati non strutturali solaio</b>	<b>0.40 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Q1 - Sovraccarico accidentale (Cat. H1)</b>	<b>0.50 KN/m<sup>2</sup></b>

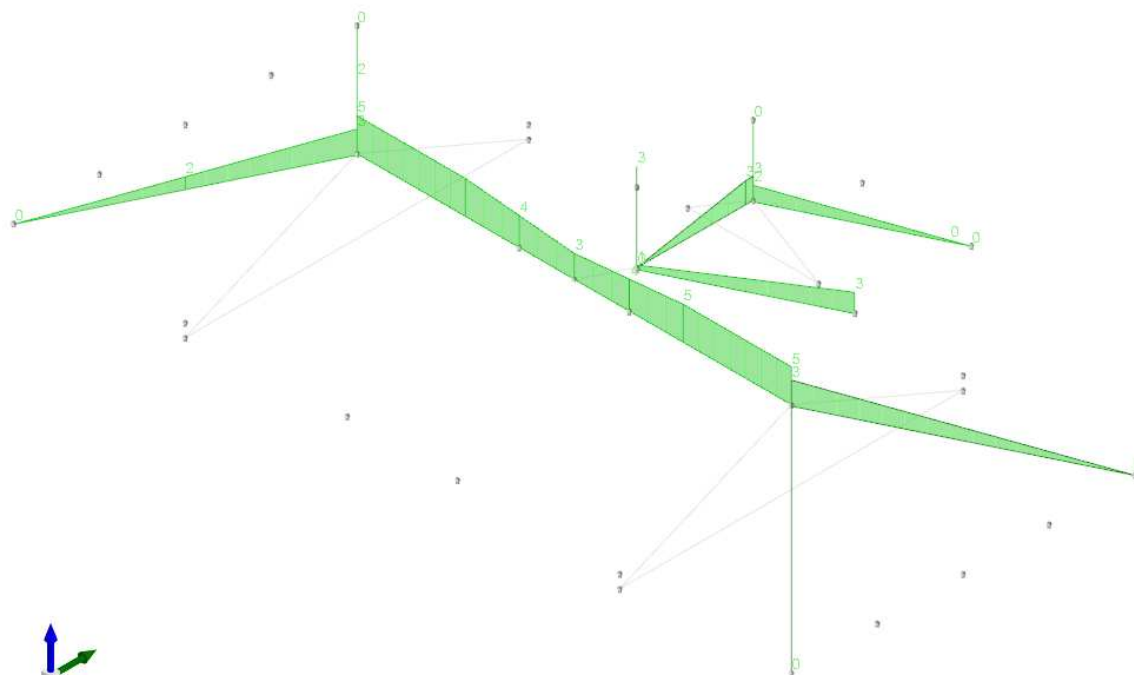
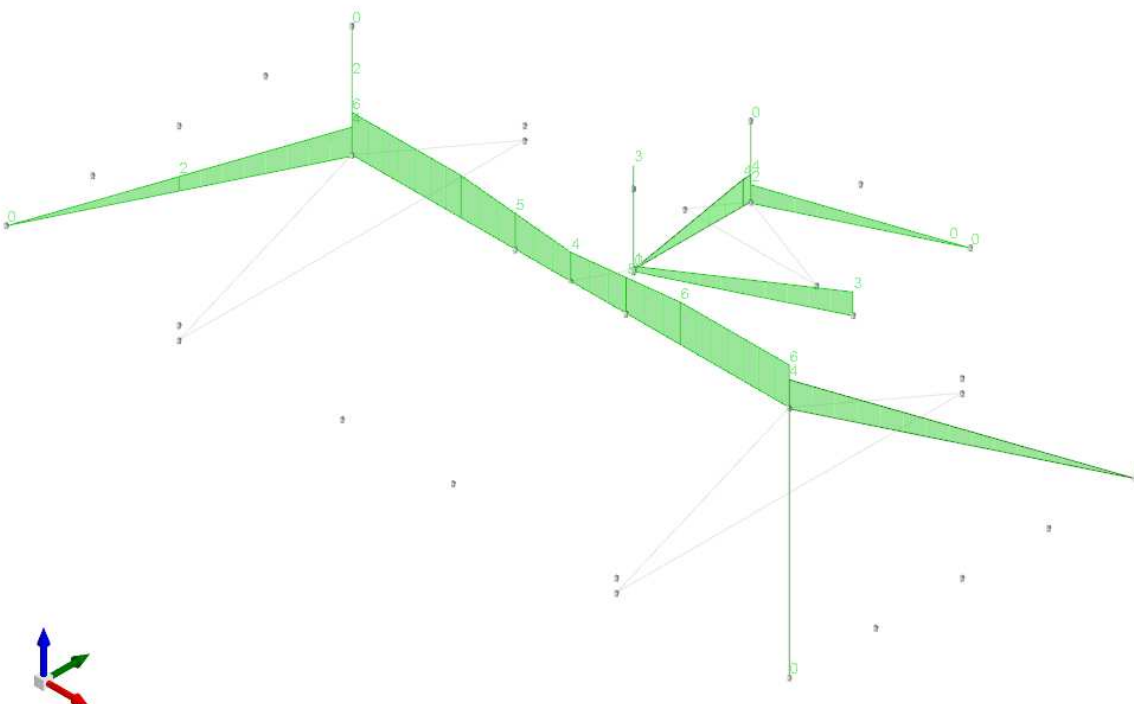
**3-A - SOLAIO NUOVA REALIZZAZIONE STATO DI PROGETTO**

- 1) Travetti in Legno Lamellare;
- 2) Tavolato ligneo sp. 3 cm ;
- 3) Pannello isolante in lana di roccia sp.12 cm;
- 4) Barriera al Vapore/Impermeabilizzazione;
- 5) Manto Copertura in Coppi ;

Analisi dei carichi	Peso (KN/m <sup>2</sup> )
2-Tavolato in legno sp. 3 cm	0.15
2+3-Pannello isolante + Guaina supporto	0.40
5- Manto di copertura in tegole coppi	0.60
1- Travetti in legno 16x20 interasse 90 cm	0.15
<b>G1 - Carichi strutturali solaio</b>	<b>0.30 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>G2 - Carichi portati non strutturali solaio</b>	<b>0.90 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Q1 - Sovraccarico accidentale neve</b>	<b>1.00 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Q2 - Sovraccarico accidentale vento</b>	<b>0.18 KN/m<sup>2</sup></b>

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****6.4 RISULTATI MODELLAZIONE COPERTURA**

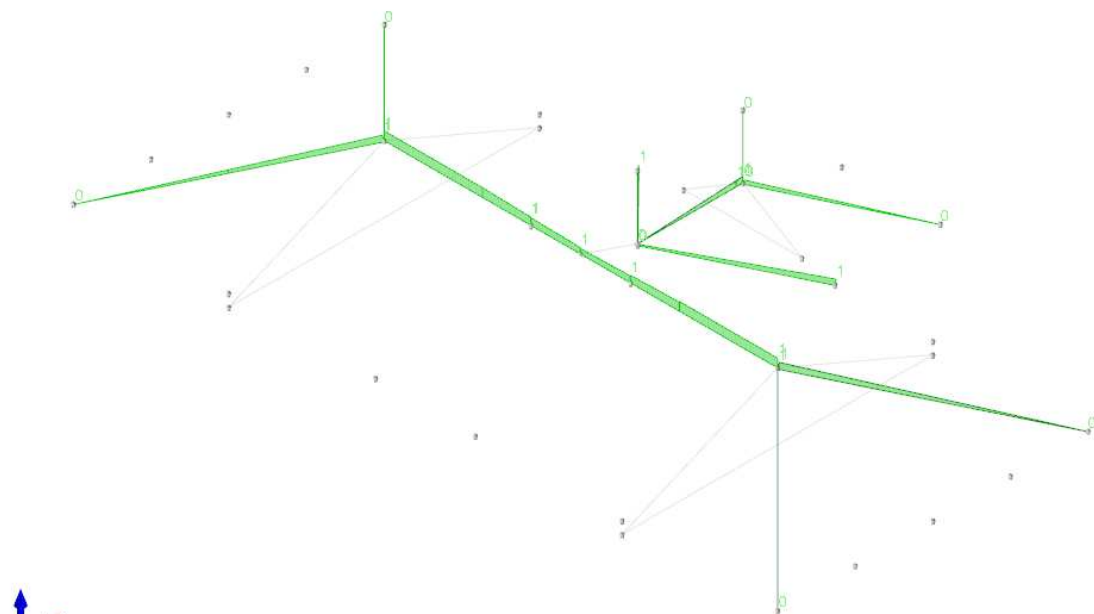
Le travi possono essere schematizzate come travi in semplice appoggio soggette a flessione deviata e a carico distribuito uniforme. Oltre alle verifiche secondo gli schemi consolidati delle scienze delle costruzioni è stata modellata una porzione di copertura, in modo tale da avere un riscontro in particolare sulle sollecitazioni dei diagonal. Le travi del sottotetto verranno invece verificate come travi in semplice appoggio.

**PERMANENTI PORTATI****NEVE**

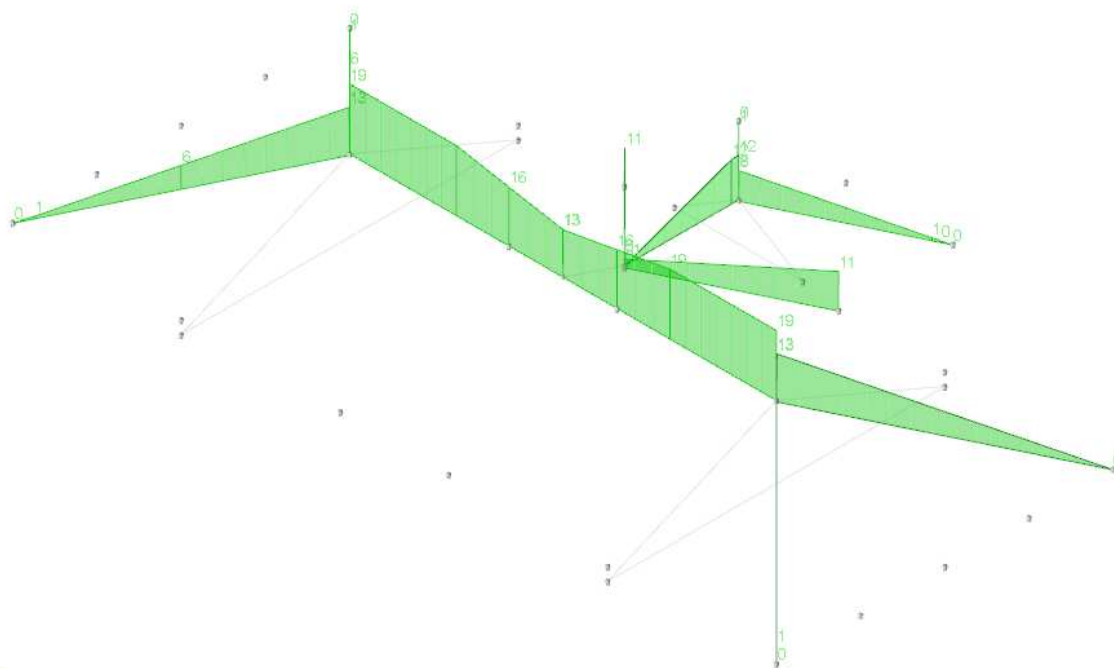




## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI



VENTO



COMBINAZIONE SLU PIÙ GRAVOSA

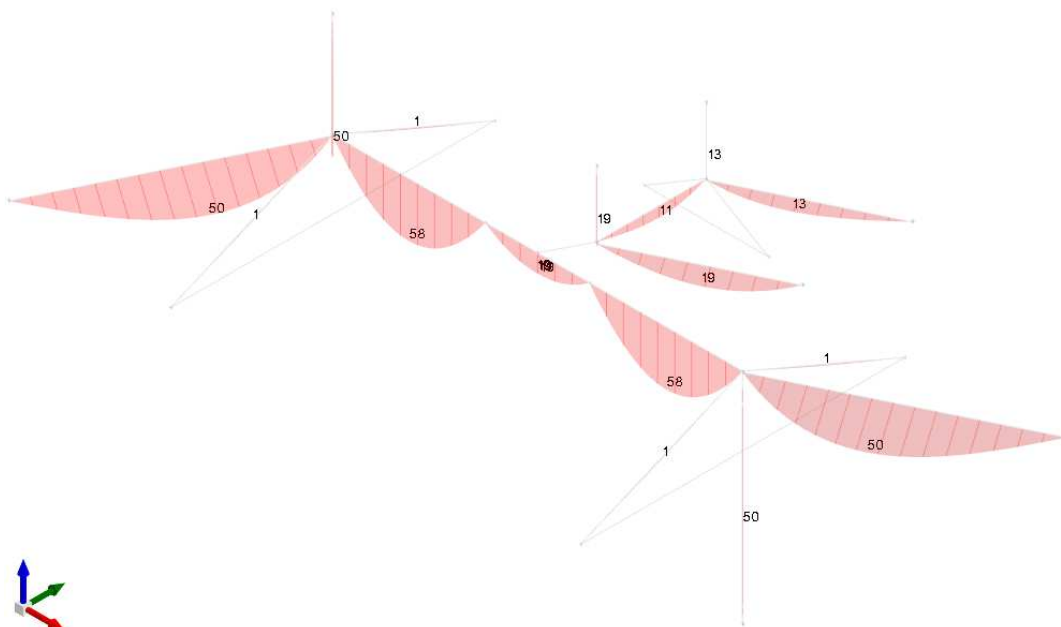
La sollecitazione che amplifica al massimo i carichi gravitazionali agenti sulla copertura è la SLU o "SLU Massimi Carichi Fattorizzati", di cui sopra si riporta il grafico.



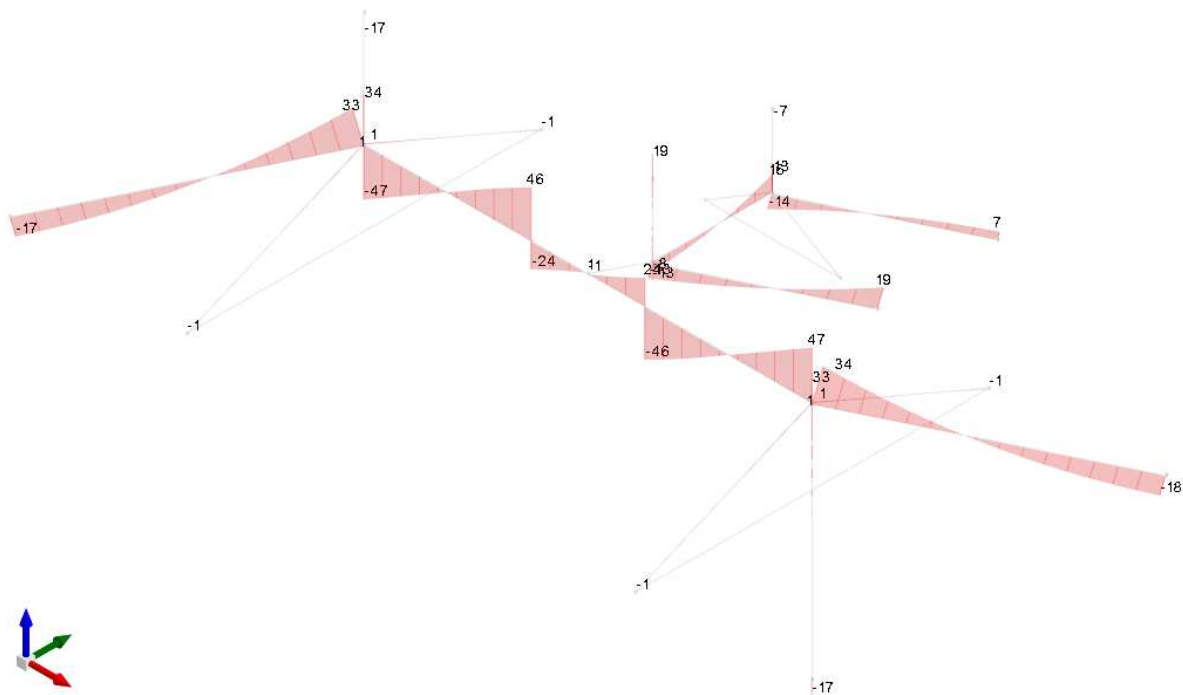
## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

### 6.4.1 SOLLECITAZIONI IN COMBINAZIONI SLU

La combinazione che massimizza le sollecitazioni sugli elementi di nuova realizzazione è la SLU 20 (Neve e vento), Avremo quindi che la combinazione di riferimento per le verifiche di sicurezza è la SLU 20 (KN, m)



COMBINAZIONE SLU 20 – MOMENTO FLETTENTE M3



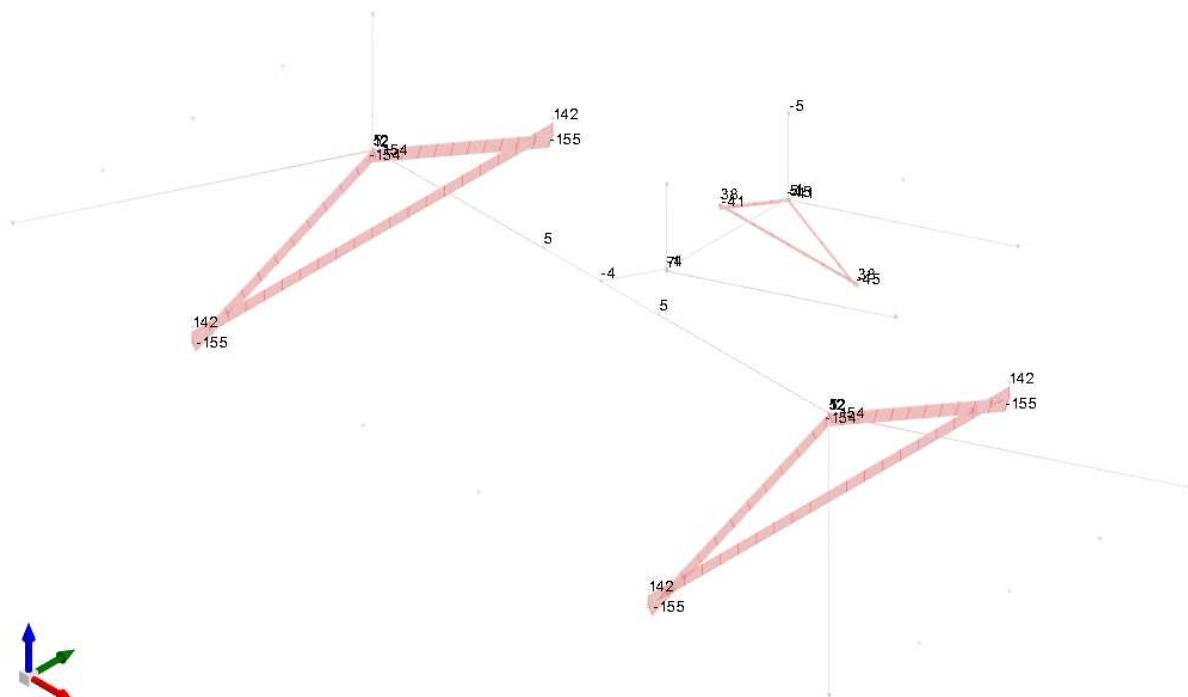
COMBINAZIONE SLU20 – AZIONE TAGLIANTE F2



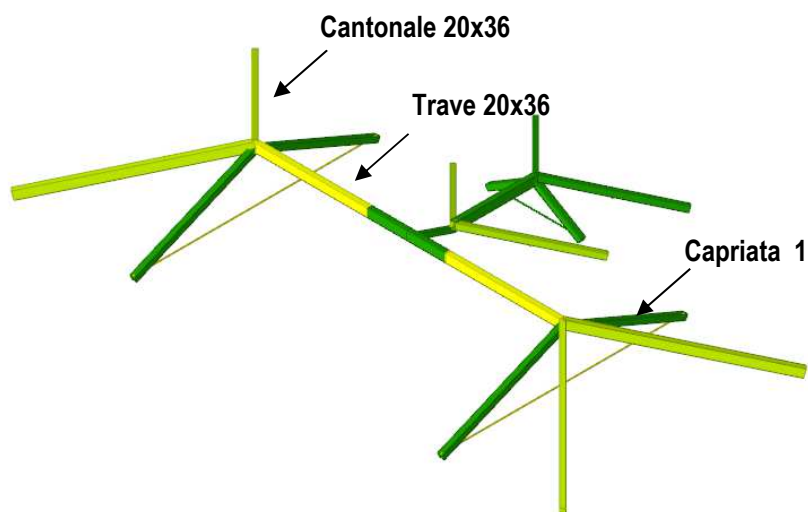
COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI



COMBINAZIONE SLU20 – AZIONE SFORZO NORMALE



da 2 a 1.9
da 1.9 a 1.8
da 1.8 a 1.7
da 1.7 a 1.6
da 1.6 a 1.5
da 1.5 a 1.4
da 1.4 a 1.3
da 1.3 a 1.2
da 1.2 a 1.1
da 1.1 a 1
da 1 a 0.9
da 0.9 a 0.8
da 0.8 a 0.7
da 0.7 a 0.6
da 0.6 a 0.5
da 0.5 a 0.4
da 0.4 a 0.3
da 0.3 a 0.2
da 0.2 a 0.1
da 0.1 a 0

Proprietà

*Coefficiente di sicurezza sollecitazioni per tutte le combinazioni e tutte le sollecitazioni*

In seguito si riporta il dettaglio delle verifiche degli elementi più sollecitati

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****VERIFICHE AL FUOCO**

Tempo	<b>60</b>	minuti	tipo di legno	2 LEGNO LAMELLARE
velocità di carbonizzazione ideale $\beta_0$	0,70		g <sub>M</sub>	1,00
Coefficiente k <sub>0</sub>	<b>1</b>		K <sub>fi</sub>	1,15
profondità di carbonatazione	49	mm	K <sub>mod,fi1</sub>	1,00
superfici laterali di carbonatazione	2			
superfici orizzontali di carbonatazione	1			Travi, travetti
superfici orizzontali di carbonatazione	2			Puntoni capriate

**6.5 VERIFICHE TRAVI IN LEGNO COPERTURA****6.5.1 CANTONALE 20X36**

Lunghezza = 7.628 m Sezione: R 20x36, Materiale: GL 30h EN 14080\_1  
Rapporto luce/freccia elastica limite = 300 Rapporto luce/freccia elastica differita = 200

Classe di servizio Uno

D.M. 17-01-18 Paragrafo 4.4.8.1.7: Tensoflessione

Sezione ad ascissa 4.322 m

K<sub>mod</sub> = 0,80

Coefficiente parziale di sicurezza del materiale gamma = 1,45

K<sub>h</sub> = 1,052 (formula 11.7.2)

$St, 0, d / ft, 0, d + Sm, y, d / fm, y, d + Km * (Sm, z, d / fm, z, d) \leq 1$

$St, 0, d / ft, 0, d + Km * (Sm, y, d / fm, y, d) + Sm, z, d / fm, z, d \leq 1$

$56 / 13935 + 12551 / 17419 + 0.7 * 0 / 17419 = 0.72 \leq 1$  [4.4.6a]

Combinazione: SLU, 20

Durata minima del carico nella combinazione: media

M<sub>x</sub> = -54.21911 kN\*m

M<sub>y</sub> = 0 kN\*m

N = 4.056 kN

D.M. 17-01-18 Paragrafo 4.4.8.1.1: Trazione parallela alla fibratura

Sezione ad ascissa 7.628 m

K<sub>mod</sub> = 0,80

Coefficiente parziale di sicurezza del materiale gamma = 1,45

K<sub>h</sub> = 1,052 (formula 11.7.2)

$St, 0, d \leq ft, 0, d$

167 ≤ 13935

Combinazione: SLU, 20

Durata minima del carico nella combinazione: media

N = 12.042 kN

D.M. 17-01-18 Paragrafo 4.4.8.1.9: Taglio

Sezione ad ascissa 7.628 m

K<sub>mod</sub> = 0,80

Coefficiente parziale di sicurezza del materiale gamma = 1,45

$\tau_{a, d} \leq f_{v, d}$

$\sqrt{0^2 + 1065^2} = 1065 \leq 1931$

k<sub>cr</sub> = 0.71

Combinazione: SLU, 20

Durata minima del carico nella combinazione: media

T<sub>x</sub> = 0 kN

T<sub>y</sub> = -36.519 kN

D.M. 17-01-18 Paragrafo 4.4.8.1.11: Taglio+Torsione

Sezione ad ascissa 7.628 m

K<sub>mod</sub> = 0,80

Coefficiente parziale di sicurezza del materiale gamma = 1,45

K<sub>h</sub> = 1,052 (formula 11.7.2)

$\tau_{a, tor, d} / (k_{sh} * f_{v, d}) + (\tau_{a, y, d} / f_{v, d})^2 + (\tau_{a, z, d} / f_{v, d})^2 \leq 1$

$0.01 + 0.3 + 0 \leq 1$

k<sub>cr</sub> = 0.71

Combinazione: SLU, 20

Durata minima del carico nella combinazione: media

T<sub>x</sub> = 0 kN

T<sub>y</sub> = -36.519 kN

M<sub>t</sub> = 0.05277 kN\*m

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

D.M. 17-01-18 Paragrafo 4.4.8.1.10: Torsione

Sezione ad ascissa 7.628 m

Kmod = 0,80

Coefficiente parziale di sicurezza del materiale gamma = 1,45

 $\tau_{tor,d} \leq K_{sh} \cdot f_{v,d}$ 21  $\leq$  2452

Combinazione:SLU, 19

Durata minima del carico nella combinazione: media

Mt = 0.07225 kN\*m

D.M. 17-01-18 C4.4.7 Circolare 7 21-01-19: Verifica della freccia istantanea totale

Sezione ad ascissa 4.068 m

Kdef = 0

Uinst tot in x = 0 m

Uinst tot in y = -0.0216 m

Uinst tot = 0.0216 m

Luce/Uinst,tot &gt; limite

7.628/0.0216=352.6 &gt; 300

Combinazione:SLE rara, 5

D.M. 17-01-18 4.4.7 : Verifica della freccia istantanea variabile

Sezione ad ascissa 4.068 m

Kdef = 0

Attenzione, modello non lineare: Freccia variabile ricavata come differenza tra la freccia totale e la freccia permanente.

Uinst in x = 0 m

Uinst in y = -0.0106 m

Uinst = 0.0106 m

Luce/Uinst,var &gt; limite

7.628/0.0106=716.6 &gt; 300

Combinazione:SLE rara, 5

D.M. 17-01-18 4.4.7 - EC5 2.2.3 (3): Verifica della freccia finale

Sezione ad ascissa 4.068 m

Kdef = 0,60

Ufin in x = 0 m

Ufin in y = -0.011 m

Ufin = 0.011 m

Luce/Ufin &gt; limite

7.628/0.011=694.2 &gt; 200

Combinazione:SLE quasi permanente, 1

Essendo il modello non lineare non sono stati applicati incrementi viscosi

**VERIFICA R 60 CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE RETTANGOLARE**

Base della sezione	b	102	[mm]
Altezza della sezione	h	311	[mm]

<b>AZIONI MASSIME –</b>		<b>SLE QP</b>
Massima forza di compressione	N <sub>c,Sd</sub>	0.00 [kN]
Massimo momento flettente y	M <sub>Sd</sub>	19.00 [kNm]
Massimo taglio	V <sub>Sd</sub>	12.00 [kN]

**Pressoflessione 4.4.8.1.8 N.T.C.**

Tensione massima a flessione	$\sigma_{m,y,d} = M_{Sd}/W_y$	11.56 [MPa]		
	$\sigma_{m,z,d} = M_{Sd}/W_z$	0.00 [MPa]		
Tasso di lavoro a pressoflessione retta	$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$	0.62	-	SI
Tasso di lavoro a pressoflessione dir y	$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + 0,7(\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d})$	0.43	-	SI



**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

<i>Instabilità di trave 4.4.8.2.1 N.T.C.</i>				
Lunghezza efficace ritegni torsionali	$L_{effy}$	0.90	[MNm]	
Momento critico	$M_{y,crit}$	0.07	[MNm]	
Tensione critica flessione $E_{0,05}$	$\sigma_{my,crit}$	42.20	[MPa]	
Snellezza relativa di trave	$\lambda_{rel,m}$	0.84	-	
Coefficiente di svergolamento	$k_{crit,m}$	0.93	-	
Tasso di lavoro a flessione	$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$	0.62	-	
Instabilità di trave	$\sigma_{m,y,d}/(f_{m,y,d} \cdot k_{crit,m})$	0.67	-	SI

<i>taglio 4.4.8.1.9 N.T.C. (VERIFICA SEZ. APPOGGIO)</i>				
Tensione tangenziale massima	$\tau_d = 1,5 V_{sd}/(b \cdot h)$	1.17	[MPa]	
Tasso di lavoro a taglio	$\tau_d/f_{v,d}$	0.54	-	SI

**6.5.2 TRAVE 20X36**

Lunghezza = 4.955 m Sezione: R 20x36, Materiale: GL 30h EN 14080\_1  
Rapporto luce/freccia elastica limite = 300 Rapporto luce/freccia elastica differita = 200

Classe di servizio Uno

D.M. 17-01-18 Paragrafo 4.4.8.1.7: Tensoflessione  
Sezione ad ascissa 2.477 m  
 $K_{mod} = 0,80$   
Coefficiente parziale di sicurezza del materiale  $\gamma = 1,45$   
 $K_h = 1,052$  (formula 11.7.2)  
 $\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + K_m \cdot (\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}) \leq 1$   
 $\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + K_m \cdot (\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}) + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} \leq 1$   
 $57/13935 + 14680/17419 + 0.7 \cdot 13/17419 = 0.85 \leq 1$  [4.4.6a]  
Combinazione: SLU, 20  
Durata minima del carico nella combinazione: media  
 $M_x = -63.41594 \text{ kN}\cdot\text{m}$   
 $M_y = -0.03129 \text{ kN}\cdot\text{m}$   
 $N = 4.106 \text{ kN}$

D.M. 17-01-18 Paragrafo 4.4.8.1.1: Trazione parallela alla fibratura  
Sezione ad ascissa 4.955 m  
 $K_{mod} = 0,80$   
Coefficiente parziale di sicurezza del materiale  $\gamma = 1,45$   
 $K_h = 1,052$  (formula 11.7.2)  
 $\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d}$   
 $78 \leq 13935$   
Combinazione: SLU, 19  
Durata minima del carico nella combinazione: media  
 $N = 5.629 \text{ kN}$

D.M. 17-01-18 Paragrafo 4.4.8.1.9: Taglio  
Sezione ad ascissa 0 m  
 $K_{mod} = 0,80$   
Coefficiente parziale di sicurezza del materiale  $\gamma = 1,45$   
 $\tau_{d,d} \leq f_{v,d}$   
 $\sqrt{0^2 + 1502^2} = 1502 \leq 1931$   
 $k_{cr} = 0.71$   
Combinazione: SLU, 20  
Durata minima del carico nella combinazione: media  
 $T_x = -0.013 \text{ kN}$   
 $T_y = 51.49 \text{ kN}$

D.M. 17-01-18 Paragrafo 4.4.8.1.11: Taglio+Torsione  
Sezione ad ascissa 0 m  
 $K_{mod} = 0,80$   
Coefficiente parziale di sicurezza del materiale  $\gamma = 1,45$   
 $K_h = 1,052$  (formula 11.7.2)  
 $\tau_{d,tor,d}/(k_{sh} \cdot f_{v,d}) + (\tau_{d,y,d}/f_{v,d})^2 + (\tau_{d,z,d}/f_{v,d})^2 \leq 1$   
 $0 + 0.6 + 0 \leq 1$   
 $k_{cr} = 0.71$   
Combinazione: SLU, 20

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

Durata minima del carico nella combinazione: media

Tx = -0.013 kN

Ty = 51.49 kN

Mt = -0.0006 kN\*m

D.M. 17-01-18 Paragrafo 4.4.8.1.10: Torsione

Sezione ad ascissa 4.955 m

Kmod = 0,80

Coefficiente parziale di sicurezza del materiale gamma = 1,45

tau,tor,d &lt;= Ksh \* fv,d

0 &lt;= 2452

Combinazione:SLU, 19

Durata minima del carico nella combinazione: media

Mt = -0.00072 kN\*m

D.M. 17-01-18 C4.4.7 Circolare 7 21-01-19: Verifica della freccia istantanea totale

Sezione ad ascissa 2.477 m

Kdef = 0

Uinst tot in x = 0 m

Uinst tot in y = -0.0115 m

Uinst tot = 0.0115 m

Luce/Uinst,tot &gt; limite

4.955/0.0115=431.4 &gt; 300

Combinazione:SLE rara, 5

D.M. 17-01-18 4.4.7 : Verifica della freccia istantanea variabile

Sezione ad ascissa 2.477 m

Kdef = 0

Attenzione, modello non lineare: Freccia variabile ricavata come differenza tra la freccia totale e la freccia permanente.

Uinst in x = 0 m

Uinst in y = -0.0058 m

Uinst = 0.0058 m

Luce/Uinst,var &gt; limite

4.955/0.0058=848.3 &gt; 300

Combinazione:SLE rara, 5

D.M. 17-01-18 4.4.7 - EC5 2.2.3 (3): Verifica della freccia finale

Sezione ad ascissa 2.477 m

Kdef = 0,60

Ufin in x = 0 m

Ufin in y = -0.0056 m

Ufin = 0.0056 m

Luce/Ufin &gt; limite

4.955/0.0056=877.8 &gt; 200

Combinazione:SLE quasi permanente, 1

Essendo il modello non lineare non sono stati applicati incrementi viscosi

**VERIFICA R 60 CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE RETTANGOLARE**

Base della sezione	b	102	[mm]
Altezza della sezione	h	311	[mm]

<b>AZIONI MASSIME –</b>		SLE QP
Massima forza di compressione	$N_{c,Sd}$	3.00 [kN]
Massimo momento flettente y	$M_{Sd}$	21.00 [kNm]
Massimo taglio	$V_{Sd}$	17.00 [kN]

**Pressoflessione 4.4.8.1.8 N.T.C.**

Tensione massima a flessione	$\sigma_{m,y,d} = M_{Sd}/W_y$	12.77 [MPa]		
	$\sigma_{m,z,d} = M_{Sd}/W_z$	0.00 [MPa]		
Tasso di lavoro a pressoflessione retta	$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$	0.69	-	SI
Tasso di lavoro a pressoflessione dir y	$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + 0,7 (\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d})$	0.69	-	SI

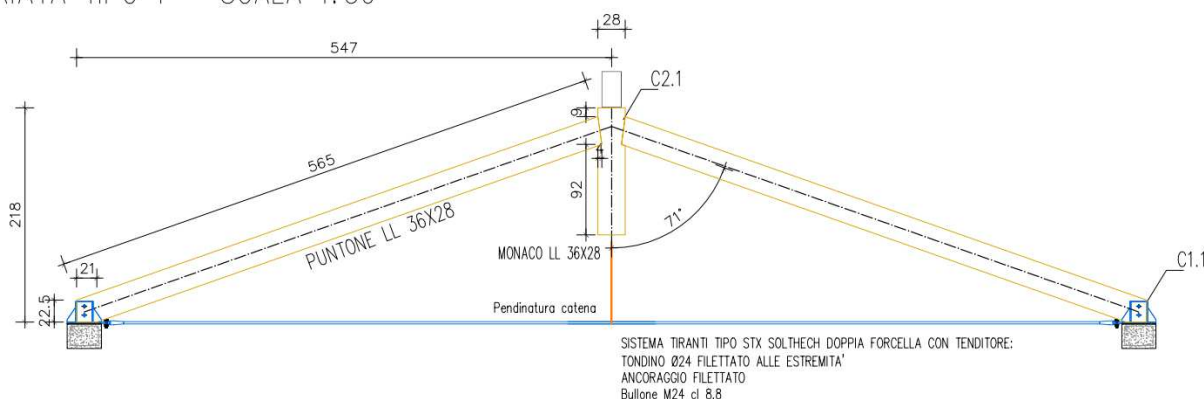
**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

<i>Instabilità di trave 4.4.8.2.1 N.T.C.</i>				
Lunghezza efficace ritegni torsionali	$L_{effy}$	0.90	[MNm]	
Momento critico	$M_{y,crit}$	0.10	[MNm]	
Tensione critica flessione $E_{0,05}$	$\sigma_{my,crit}$	62.05	[MPa]	
Snellezza relativa di trave	$\lambda_{rel,m}$	0.70	-	
Coefficiente di svergolamento	$k_{crit,m}$	1.00	-	
Tasso di lavoro a flessione	$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$	0.69	-	
Instabilità di trave	$\sigma_{m,y,d}/(f_{m,y,d} \cdot k_{crit,m})$	0.69	-	SI

<i>taglio 4.4.8.1.9 N.T.C. (VERIFICA SEZ. APPOGGIO)</i>				
Tensione tangenziale massima	$\tau_d = 1,5 V_{sd}/(b h)$	0.80	[MPa]	
Tasso di lavoro a taglio	$\tau_d/f_{v,d}$	0.37	SI	

**6.5.3 CAPRIATE**

## CAPRIATA TIPO 1 – SCALA 1:50



Asta 32: Trave in legno a (livello capr filo 8) (livello colmo 1 filo 7)

Unità di misura: m, kN, deg, .C, s

Lunghezza = 5.703 m Sezione: R 36x28 Materiale: GL 30h EN 14080\_1 Rapporto luce/freccia elastica limite = 300  
Rapporto luce/freccia elastica differita = 200

Classe di servizio Uno

D.M. 17-01-18 Paragrafo 4.4.8.1.9: Taglio

Sezione ad ascissa 5.703 m

$K_{mod} = 0,60$

Coefficiente parziale di sicurezza del materiale  $\gamma = 1,45$

$\tau_{d} \leq f_{v,d}$

$\sqrt{0^2 + 31^2} = 31 \leq 1448$

$k_{cr} = 0.71$

Combinazione: SLU, 16

Durata minima del carico nella combinazione: permanente

$T_x = 0$  kN

$T_y = -1.478$  kN

D.M. 17-01-18 Paragrafo 4.4.8.1.8: Pressoflessione

Sezione ad ascissa 2.852 m

$K_{mod} = 0,60$

Coefficiente parziale di sicurezza del materiale  $\gamma = 1,45$

$K_h = 1,052$  (formula 11.7.2)

$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + K_m \cdot (\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}) \leq 1$

$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + K_m \cdot (\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}) + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} \leq 1$

$(833/12414)^2 + 448/13064 + 0.7 \cdot 0/13064 = 0.04 \leq 1$  [4.4.7a]

Combinazione: SLU, 16

Durata minima del carico nella combinazione: permanente

$M_x = -2.10695$  kN\*m

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

My = 0 kN\*m  
N = -83.968 kN

D.M. 17-01-18 Paragrafo 4.4.8.1.11: Taglio+Torsione  
Sezione ad ascissa 5.703 m  
Kmod = 0,80  
Coefficiente parziale di sicurezza del materiale gamma = 1,45  
Kh = 1,052 (formula 11.7.2)  
 $\tau_{tor,d}/(k_{sh} \cdot f_{v,d}) + (\tau_{y,d}/f_{v,d})^2 + (\tau_{z,d}/f_{v,d})^2 \leq 1$   
 $0.01 + 0 + 0 \leq 1$   
kcr = 0.71  
Combinazione:SLU, 19  
Durata minima del carico nella combinazione: media  
Tx = 0 kN  
Ty = -1.478 kN  
Mt = 0.09582 kN\*m

D.M. 17-01-18 Paragrafo 4.4.8.1.3: Verifica per compressione parallela alla fibratura  
Sezione ad ascissa 0 m  
Kmod = 0,80  
Coefficiente parziale di sicurezza del materiale gamma = 1,45  
Kh = 1,052 (formula 11.7.2)  
Sc,0,d <= fc,0,d  
|-1540| <= 16552  
Combinazione:SLU, 20  
Durata minima del carico nella combinazione: media  
N = -155.241 kN

D.M. 17-01-18 Paragrafo 4.4.8.1.10: Torsione  
Sezione ad ascissa 5.703 m  
Kmod = 0,80  
Coefficiente parziale di sicurezza del materiale gamma = 1,45  
 $\tau_{tor,d} \leq K_{sh} \cdot f_{v,d}$   
15 <= 2303  
Combinazione:SLU, 19  
Durata minima del carico nella combinazione: media  
Mt = 0.09582 kN\*m

D.M. 17-01-18 C4.4.7 Circolare 7 21-01-19: Verifica della freccia istantanea totale  
Sezione ad ascissa 2.852 m  
Kdef = 0  
Uinst tot in x = 0 m  
Uinst tot in y = -0.0006 m  
Uinst tot = 0.0006 m  
Luce/Uinst,tot > limite  
5.703/0.0006=8887.4 > 300  
Combinazione:SLE rara, 3

D.M. 17-01-18 4.4.7 : Verifica della freccia istantanea variabile  
Sezione ad ascissa 5.513 m  
Kdef = 0  
Attenzione, modello non lineare: Freccia variabile ricavata come differenza tra la freccia totale e la freccia permanente.  
Uinst in x = 0 m  
Uinst in y = 0 m  
Uinst = 0 m  
Luce/Uinst,var > limite  
5.703/0=7221546219.1 > 300  
Combinazione:SLE rara, 5

D.M. 17-01-18 4.4.7 - EC5 2.2.3 (3): Verifica della freccia finale  
Sezione ad ascissa 2.852 m  
Kdef = 0,60  
Ufin in x = 0 m  
Ufin in y = -0.0006 m  
Ufin = 0.0006 m  
Luce/Ufin > limite  
5.703/0.0006=8887.4 > 200  
Combinazione:SLE quasi permanente, 1  
Essendo il modello non lineare non sono stati applicati incrementi viscosi

**CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE RETTANGOLARE PUNTONE**

Base della sezione	b	262	[mm]
Altezza della sezione	h	182	[mm]

<b>AZIONI MASSIME</b>		Involuppo SLE QP
Massima forza di compressione/trazione	N <sub>c,Sd</sub>	65.00 [kN]

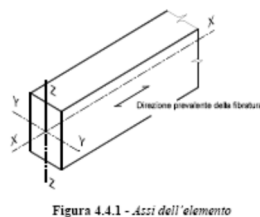
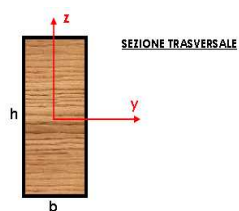
**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI***Trazione e Compressione parallele alla fibratura 4.4.8.1 N.T.C. 2008*

Figura 4.4.1 - Asci dell'elemento

Tensione massima di trazione	$\sigma_{t,0,d} = N_{t,Sd}/A$	0.00 [MPa]		
	$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d}$	0.0	-	SI
Tensione massima di compressione	$\sigma_{c,0,d} = N_{c,Sd}/A$	1.36 [MPa]		
	$\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d}$	0.07	-	SI

*Instabilità di colonna 4.4.8.2.2 N.T.C. 2008*

Tasso di lavori a compressione	$\sigma_{c,0,d}/[k_c, \min f_{c,0,d}]$	0.26	-	SI
--------------------------------	--	------	---	----

## VERIFICA CATENA CAPRIATA

## &gt; Tondino filettato

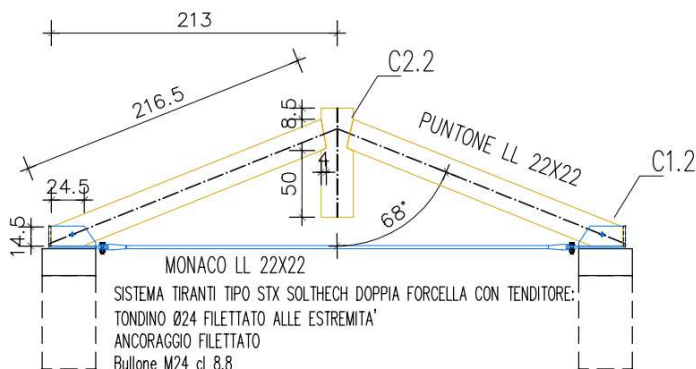
Commerciale	Dimensionale			
Tirante	Acciaio al carbonio classe 520 [ $f_y = 520 \text{ N/mm}^2$ ]		Acciaio inox classe 520 [ $f_y = 520 \text{ N/mm}^2$ ]	
Ø mm	Snervamento [kN]	Lunghezza massima della barra [m]	Snervamento [kN]	Lunghezza massima della barra [m]
Ø 12	30	6	44	6
Ø 16	82	6	82	6
Ø 20	127	12	127	7,5
Ø 24	184	12	184	7,5
Ø 30	292	12	292	7,5
Ø 36	425	12	425	7,5
Ø 42	583	12	583	7,5



Nd max (SLU) = 155 kN

Si prevede di utilizzare un tondino filettato D24 mm (Sistema tiranti tipo STX SOLTHECH) con resistenza di snervamento certificata pari a 184 kN



**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****CAPRIATA TIPO 2 – SCALA 1:50**

Asta 9: Trave in legno a (livello cordolo filo 11) (livello colmo 2 filo 14) Unità di misura: m, kN, deg, .C, s

Lunghezza = 2.327 m Sezione: R 22x22 Materiale: GL 30h EN 14080\_1

Rapporto luce/freccia elastica limite = 300 Rapporto luce/freccia elastica differita = 200

Classe di servizio Uno

D.M. 17-01-18 Paragrafo 4.4.8.1.9: Taglio

Sezione ad ascissa 2.327 m

Kmod = 0,60

Coefficiente parziale di sicurezza del materiale gamma = 1,45

$\tau_{v,d} \leq f_{v,d}$

$\sqrt{0^2 + 12^2} = 12 \leq 1448$

kcr = 0.71

Combinazione:SLU, 16

Durata minima del carico nella combinazione: permanente

Tx = 0 kN

Ty = -0.271 kN

D.M. 17-01-18 Paragrafo 4.4.8.1.8: Pressoflessione

Sezione ad ascissa 1.164 m

Kmod = 0,60

Coefficiente parziale di sicurezza del materiale gamma = 1,45

Kh = 1,100 (formula 11.7.2)

$(S_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + S_{m,y,d}/f_{m,y,d} + K_m(S_{m,z,d}/f_{m,z,d}) \leq 1$

$(S_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + K_m(S_{m,y,d}/f_{m,y,d}) + S_{m,z,d}/f_{m,z,d} \leq 1$

$(456/12414)^2 + 89/13655 + 0.7 \cdot 0/13655 = 0.01 \leq 1$  [4.4.7a]

Combinazione:SLU, 16

Durata minima del carico nella combinazione: permanente

Mx = -0.15741 kN\*m

My = 0 kN\*m

N = -22.057 kN

D.M. 17-01-18 Paragrafo 4.4.8.1.11: Taglio+Torsione

Sezione ad ascissa 2.327 m

Kmod = 0,80

Coefficiente parziale di sicurezza del materiale gamma = 1,45

Kh = 1,100 (formula 11.7.2)

$\tau_{v,tor,d}/(k_{sh} \cdot f_{v,d}) + (\tau_{v,d}/f_{v,d})^2 + (\tau_{t,d}/f_{t,d})^2 \leq 1$

$0.01 + 0 + 0 \leq 1$

kcr = 0.71

Combinazione:SLU, 20

Durata minima del carico nella combinazione: media

Tx = 0 kN

Ty = -0.271 kN

Mt = -0.03027 kN\*m

D.M. 17-01-18 Paragrafo 4.4.8.1.3: Verifica per compressione parallela alla fibratura

Sezione ad ascissa 0 m

Kmod = 0,80

Coefficiente parziale di sicurezza del materiale gamma = 1,45

Kh = 1,100 (formula 11.7.2)

$S_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$

$|-848| \leq 16552$

Combinazione:SLU, 20

Durata minima del carico nella combinazione: media

N = -41.04 kN

D.M. 17-01-18 Paragrafo 4.4.8.1.10: Torsione

Sezione ad ascissa 2.327 m

Kmod = 0,80

Coefficiente parziale di sicurezza del materiale gamma = 1,45

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**
 $\tau_{\text{tor,d}} \leq K_{\text{sh}} \cdot f_{v,d}$ 

14 &lt;= 2221

Combinazione:SLU, 20

Durata minima del carico nella combinazione: media

Mt = -0.03027 kN\*m

D.M. 17-01-18 C4.4.7 Circolare 7 21-01-19: Verifica della freccia istantanea totale

Sezione ad ascissa 1.164 m

Kdef = 0

Uinst tot in x = 0 m

Uinst tot in y = 0 m

Uinst tot = 0 m

Luce/Uinst,tot &gt; limite

2.327/0=76795.8 &gt; 300

Combinazione:SLE rara, 5

D.M. 17-01-18 4.4.7 : Verifica della freccia istantanea variabile

Sezione ad ascissa 2.172 m

Kdef = 0

Attenzione, modello non lineare: Freccia variabile ricavata come differenza tra la freccia totale e la freccia permanente.

Uinst in x = 0 m

Uinst in y = 0 m

Uinst = 0 m

Luce/Uinst,var &gt; limite

2.327/0=27561037220.9 &gt; 300

Combinazione:SLE rara, 5

D.M. 17-01-18 4.4.7 - EC5 2.2.3 (3): Verifica della freccia finale

Sezione ad ascissa 1.164 m

Kdef = 0,60

Ufin in x = 0 m

Ufin in y = 0 m

Ufin = 0 m

Luce/Ufin &gt; limite

2.327/0=76795.8 &gt; 200

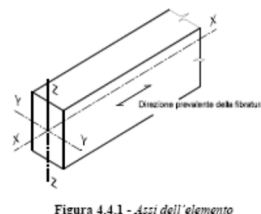
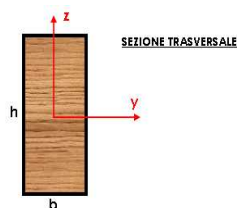
Combinazione:SLE quasi permanente, 1

Essendo il modello non lineare non sono stati applicati incrementi viscosi

**CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE RETTANGOLARE PUNTONO**

Base della sezione	b	122	[mm]
Altezza della sezione	h	122	[mm]

<b>AZIONI MASSIME</b>		Involuppo SLE QP
Massima forza di compressione/trazione	$N_{c,Sd}$	15.00 [kN]

**Trazione e Compressione parallele alla fibratura 4.4.8.1 N.T.C. 2008**

Tensione massima di trazione	$\sigma_{t,0,d} = N_{t,Sd}/A$	0.00 [MPa]	
	$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d}$	0.0	- SI
Tensione massima di compressione	$\sigma_{c,0,d} = N_{c,Sd}/A$	1.01 [MPa]	
	$\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d}$	0.05	- SI

**Instabilità di colonna 4.4.8.2.2 N.T.C. 2008**

Tasso di lavori a compressione	$\sigma_{c,0,d}/[k_c, \min f_{c,0,d}]$	0.11	- SI
--------------------------------	--	------	------

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****VERIFICA CATENA CAPRIATA****> Tondino filettato**

Commerciale	Dimensionale			
Tirante	Acciaio al carbonio classe S20 [ $f_y = 520 \text{ N/mm}^2$ ]		Acciaio inox classe S20 [ $f_y = 520 \text{ N/mm}^2$ ]	
Ø mm	Snervamento [kN]	Lunghezza massima della barra [m]	Snervamento [kN]	Lunghezza massima della barra [m]
Ø 12	30	6	44	6
Ø 16	82	6	82	6
Ø 20	127	12	127	7,5
Ø 24	184	12	184	7,5
Ø 30	292	12	292	7,5
Ø 36	425	12	425	7,5
Ø 42	583	12	583	7,5



Nd max (SLU175) = 38 kN

Si prevede di utilizzare un tondino filettato D24 mm (Sistema tiranti tipo STX SOLTHECH) con resistenza di snervamento certificata pari a 184 kN

**6.5.4 TRAVETTO 16X20 L=5,50 m**

AZIONI MASSIME		SLU
Massima forza di compressione	$N_{c,Sd}$	2.86 [kN]
Massimo momento flettente y	$M_{Sd}$	12.06 [kNm]
Massimo taglio	$V_{Sd}$	8.77 [kN]

Pressoflessione 4.4.8.1.8 N.T.C.				
Tensione massima a flessione	$\sigma_{m,y,d} = M_{Sd}/W_y$	11.31 [MPa]		
	$\sigma_{m,z,d} = M_{Sd}/W_z$	0.00 [MPa]		
Tasso di lavoro a pressoflessione retta	$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$	0.61	-	SI
Tasso di lavoro a pressoflessione dir y	$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + 0,7 (\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d})$	0.43	-	SI

Instabilità di trave 4.4.8.2.1 N.T.C.				
Lunghezza efficace ritegni torsionali	$L_{effy}$	0.90 [MNm]		
Momento critico	$M_{y,crit}$	0.23 [MNm]		
Tensione critica flessione $E_{0,05}$	$\sigma_{my,crit}$	220.16 [MPa]		
Snellezza relativa di trave	$\lambda_{rel,m}$	0.37	-	
Coefficiente di svergolamento	$k_{crit,m}$	1.00	-	
Tasso di lavoro a flessione	$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$	0.61	-	
Instabilità di trave	$\sigma_{m,y,d}/(f_{m,y,d} \cdot k_{crit,m})$	0.61	-	SI

taglio 4.4.8.1.9 N.T.C. (VERIFICA SEZ. APPOGGIO)				
Tensione tangenziale massima	$\tau_d = 1,5 V_{Sd}/(b \cdot h)$	0.41 [MPa]		
Tasso di lavoro a taglio	$\tau_d/f_{v,d}$	0.19		SI

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****VERIFICA DEFORMABILITA': STATO LIMITE DI ESERCIZIO CLASSE DI SERVIZIO 1**

Coefficiente riduttivo durata di carico			$K_{def}$	0.60
Lunghezza della trave	$l$	cm	550	
Freccia dovuta a carichi istantanei accidentali	$W_{ist,acc}$	cm	1.07	< $l/300$
Freccia dovuta a carichi istantanei permanenti	$W_{ist,perm}$	cm	0.78	
Freccia finale	$w$	cm	2.32	< $l/200$

**VERIFICA R 60 CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE RETTANGOLARE**

Base della sezione	$b$	62	[mm]
Altezza della sezione	$h$	151	[mm]

<b>AZIONI MASSIME –</b>		<b>SLE QP</b>
Massima forza di compressione	$N_{cSd}$	0.88 [kN]
Massimo momento flettente y	$M_{Sd}$	3.73 [kNm]
Massimo taglio	$V_{Sd}$	2.71 [kN]

**Pressoflessione 4.4.8.1.8 N.T.C.**

Tensione massima a flessione	$\sigma_{m,y,d} = M_{Sd}/W_y$	15.81 [MPa]		
	$\sigma_{m,z,d} = M_{Sd}/W_z$	0.00 [MPa]		
Tasso di lavoro a pressoflessione retta	$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$	0.85	-	SI
Tasso di lavoro a pressoflessione dir y	$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + 0,7(\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d})$	0.60	-	SI

**Instabilità di trave 4.4.8.2.1 N.T.C.**

Lunghezza efficace ritegni torsionali	$L_{effy}$	0.90 [MNm]		
Momento critico	$M_{y,crit}$	0.01 [MNm]		
Tensione critica flessione $E_{0,05}$	$\sigma_{my,crit}$	43.78 [MPa]		
Snellezza relativa di trave	$\lambda_{rel,m}$	0.83	-	
Coefficiente di svergolamento	$k_{crit,m}$	0.94	-	
Tasso di lavoro a flessione	$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$	0.85	-	
Instabilità di trave	$\sigma_{m,y,d}/(f_{m,y,d} \cdot k_{crit,m})$	0.90	-	SI

**taglio 4.4.8.1.9 N.T.C. (VERIFICA SEZ. APPOGGIO)**

Tensione tangenziale massima	$\tau_d = 1,5 V_{Sd}/(b \cdot h)$	0.43 [MPa]		
Tasso di lavoro a taglio	$\tau_d/f_{v,d}$	0.20		SI

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****6.6 VERIFICA SOLAIO SOTTOTETTO****6.6.1 TRAVEI 14X20 L=360**

AZIONI MASSIME		SLU
Massima forza di compressione	$N_{c,Sd}$	0.00 [kN]
Massimo momento flettente y	$M_{Sd}$	3.91 [kNm]
Massimo taglio	$V_{Sd}$	4.34 [kN]

**Pressoflessione 4.4.8.1.8 N.T.C.**

Tensione massima a flessione	$\sigma_{m,y,d} = M_{Sd}/W_y$	4.19 [MPa]		
	$\sigma_{m,z,d} = M_{Sd}/W_z$	0.00 [MPa]		
Tasso di lavoro a pressoflessione retta	$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$	0.22	-	SI
Tasso di lavoro a pressoflessione dir y	$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + 0,7(\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d})$	0.16	-	SI

**Instabilità di trave 4.4.8.2.1 N.T.C.**

Lunghezza efficace ritegni torsionali	$L_{effy}$	0.90 [MNm]		
Momento critico	$M_{y,crit}$	0.24 [MNm]		
Tensione critica flessione $E_{0,05}$	$\sigma_{my,crit}$	257.53 [MPa]		
Snellezza relativa di trave	$\lambda_{rel,m}$	0.34	-	
Coefficiente di svergolamento	$k_{crit,m}$	1.00	-	
Tasso di lavoro a flessione	$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$	0.22	-	
Instabilità di trave	$\sigma_{m,y,d}/(f_{m,y,d} \cdot k_{crit,m})$	0.22	-	SI

**taglio 4.4.8.1.9 N.T.C. (VERIFICA SEZ. APPOGGIO)**

Tensione tangenziale massima	$\tau_d = 1,5 V_{Sd}/(b \cdot h)$	0.23 [MPa]		
Tasso di lavoro a taglio	$\tau_d/f_{v,d}$	0.11		SI

**VERIFICA DEFORMABILITA': STATO LIMITE DI ESERCIZIO CLASSE DI SERVIZIO 1**

Coefficiente riduttivo durata di carico		$K_{def}$	0.60	
Lunghezza della trave	l	cm	360	
Freccia dovuta a carichi istantanei accidentali	$w_{ist,acc}$	cm	0.10	< l/300
Freccia dovuta a carichi istantanei permanenti	$w_{ist,perm}$	cm	0.19	
Freccia finale	w	cm	0.40	< l/200

**VERIFICA R 60 CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE RETTANGOLARE**

Base della sezione	b	42 [mm]		
Altezza della sezione	h	151 [mm]		

AZIONI MASSIME –		SLE QP
Massima forza di compressione	$N_{c,Sd}$	0.00 [kN]
Massimo momento flettente y	$M_{Sd}$	1.60 [kNm]
Massimo taglio	$V_{Sd}$	1.78 [kN]

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

<i>Pressoflessione 4.4.8.1.8 N.T.C.</i>				
Tensione massima a flessione	$\sigma_{m,y,d} = M_{sd}/W_y$	10.02	[MPa]	
	$\sigma_{m,z,d} = M_{sd}/W_z$	0.00	[MPa]	
Tasso di lavoro a pressoflessione retta	$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$	0.54	-	SI
Tasso di lavoro a pressoflessione dir y	$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + 0,7(\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d})$	0.38	-	SI

<i>Instabilità di trave 4.4.8.2.1 N.T.C.</i>				
Lunghezza efficace ritegni torsionali	$L_{effy}$	0.90	[MNm]	
Momento critico	$M_{y,crit}$	0.00	[MNm]	
Tensione critica flessione $E_{0,05}$	$\sigma_{my,crit}$	30.69	[MPa]	
Snellezza relativa di trave	$\lambda_{rel,m}$	0.99	-	
Coefficiente di svergolamento	$k_{crit,m}$	0.82	-	
Tasso di lavoro a flessione	$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}$	0.54	-	
Instabilità di trave	$\sigma_{m,y,d}/(f_{m,y,d} \cdot k_{crit,m})$	0.66	-	SI

<i>taglio 4.4.8.1.9 N.T.C. (VERIFICA SEZ. APPOGGIO)</i>				
Tensione tangenziale massima	$\tau_d = 1,5 V_{sd}/(b h)$	0.42	[MPa]	
Tasso di lavoro a taglio	$\tau_d/f_{v,d}$	0.19		SI

**6.6.2 TAVOLATO SOLAIO SOTTOTETTO**

<b>VERIFICHE AL FUOCO</b>				
Tempo	60	minuti	tipo di legno	1 LEGNO MASSICCIO
velocità di carbonizzazione ideale $\beta_0$	0,80		$g_m$	1,00
Coefficiente $k_0$	1		$K_{fi}$	1,25
profondità di carbonatazione	55	mm	$K_{mod,fi1}$	1,00
superfici laterali di carbonatazione	0			
superfici orizzontali di carbonatazione	1			

<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE</b>			
Luce di calcolo effettiva	1,10	m	U.D.M
Base della trave (b)	20,00	cm	
Altezza della trave (h)	0,50	cm	
Interasse (i)	20	cm	
Angolo di falda	0	°	
Interasse effettivo	20	cm	
Area sezione	10	cmq	
Momento d'inerzia $J_y$	0	cm4	
Momento d'inerzia $J_z$	333	cm4	
Momento d'inerzia $J_{tor}$	53	cm4	
Modulo di resistenza $W_y$	1	cm3	
Modulo di resistenza $W_z$	33	cm3	





COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

ANALISI DEI CARICHI				
Descrizione	Spessore (cm)	Peso spec.(Kg/m3)		U.D.M
PESO PROPRIO ELEMENTO G1		600	3	Kg/m2
CARICHI PERMANENTI G2			50	Kg/m2
<b>TOTALE PERMANENTI (G)</b>			<b>53</b>	<b>Kg/m2</b>
CARICHI ACCIDENTALI	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$	Qk
H Coperture	0	0	0	50 Kg/m2
Z Nessuno	0	0	0	0
Z Nessuno	0	0	0	0 Kg/m2
<b>TOTALE ACCIDENTALI</b>			<b>50</b>	<b>Kg/m2</b>
CARICO CONCENTRATO (P1)			0	Kg
P FATTORIZZATO SLU			0	Kg

**VERIFICHE AL FUOCO**

<b>SOLLECITAZIONI CdC,fi1</b>	<b>Z Nessuno</b>	<b>+</b>	<b>Z Nessuno</b>
$F_d = G_k + \psi_{2i} * Q_{ik}$	$Q_{1k} = 0$	0,0	$Q_{2k} = 0$ 0,0
$Q_{dc1} =$ <b>11 Kg/ml</b>			
<b>Taglio</b>			
TA			6 Kg
TB			-6 Kg
<b>Momento flettente tot = <math>QL^2/8</math></b>			
$M_{AB}$			-2 Kgm
<b>SOLLECITAZIONI CdC,fi2</b>	<b>N Neve &lt;1000m</b>	<b>+</b>	<b>Z Nessuno</b>
$F_d = G_k + \psi_{2i} * Q_{ik}$	$Q_{1k} = 50$	0,0	$Q_{2k} = 0$ 0,0
$Q_{dc2} =$ <b>11 Kg/ml</b>			
<b>Taglio</b>			
TA			6 Kg
TB			-6 Kg
<b>Momento flettente tot = <math>QL^2/8</math></b>			
$M_{AB}$			-2 Kgm

**VERIFICA A FLESSIONE**

CdC1			CdC2		
Momento max =	2	Kgm	Momento max =	2	Kgm
Mdy =	2	Kgm	Mdy =	2	Kgm
Mdz =	0	Kgm	Mdz =	0	Kgm
$\sigma_{m,y,d} = Mdy/Wy =$	<b>192</b>	Kg/cm2	$\sigma_{m,y,d} = Mdy/Wy =$	<b>192</b>	Kg/cm2
$\sigma_{m,z,d} = Mdz/Wz =$	0	Kg/cm2	$\sigma_{m,z,d} = Mdz/Wz =$	0	Kg/cm2
$f_{m,y,d} = khy * K_{mod,fi} * K_{fi} * f_{m,k}/\gamma_m =$	406,3	Kg/cm2	$f_{m,y,d} = khy * K_{mod,fi} * K_{fi} * f_{m,k}/\gamma_m =$	406,3	Kg/cm2
$f_{m,z,d} = khz * K_{mod,fi} * K_{fi} * f_{m,k}/\gamma_m =$	312,5	Kg/cm2	$f_{m,z,d} = khz * K_{mod,fi} * K_{fi} * f_{m,k}/\gamma_m =$	312,5	Kg/cm2
$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + Km(\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d})$	0,47	deve essere < 1	$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + Km(\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d})$	0,47	deve essere < 1
$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} + Km(\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d})$	0,33	deve essere < 1	$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} + Km(\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d})$	0,33	deve essere < 1
Max CdC1	0,47	VERIFICATA	Max CdC2	0,47	VERIFICATA

**VERIFICA A TAGLIO**

CdC1			CdC2		
Vd =	6	Kg	Vd =	6	Kg
$\tau_d = 1.5 * Vd/b * h$	<b>0,9</b>	Kg/cm2	$\tau_d = 1.5 * Vd/b * h$	<b>0,9</b>	Kg/cm2
$f_{v,d} = K_{mod} * f_{v,k}/\gamma_m =$	<b>40,0</b>	Kg/cm2	$f_{v,d} = K_{mod} * f_{v,k}/\gamma_m =$	<b>40,0</b>	Kg/cm2
CONDIZIONE DI VERIFICA $\tau_d < f_{v,d}$			CONDIZIONE DI VERIFICA $\tau_d < f_{v,d}$		
VERIFICATA			VERIFICATA		



## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

## 6.7 VERIFICA COLLEGAMENTI

Le travi del sottotetto sono installate tutte in appoggio sulle murature o sugli architravi esistenti.

## 6.7.1 COLLEGAMENTO L1: TRAVETTI DI COPERTURA CANTONALI

**COLLEGAMENTO L1**  
SCALA 1:10 misure espresse in mm

3 HBS 10X200 con preforo

3 HBS 100X200 con preforo

1+1 Nastro forato LBB60 1,5 mm collegato con 12+12 chiodi Anker 4x80

210

320

60

40

Connessioni a taglio con viti HBS - HBS+ evo - TBS

Produzione continuativa (coeff. parziali materiale secondo colonna B - NTC 2018 - 4.4.6)

Descrizione

**DATI DI INGRESSO:**

Classe di servizio	cl	1
Durata carico dominante	tq	breve
Coefficiente kmod	kmod	0,90
Coefficiente sicurezza connessione	yM	1,5
Tipo legno elemento t1		GL30h
Massa volumica legno	pk	430 kg/m³
Tipo legno elemento t2		GL30h
Massa volumica legno	pk	430 kg/m³
Coefficiente sicurezza acciaio	yMa	1,25
Spessore elemento 1	t1	160 mm
Spessore elemento 2	t2	200 mm
Angolo elemento 1	α1	71,00 °
Angolo elemento 2	α2	76,00 °
Numero file viti	na1	1
Distanza file	a1	60 mm

**RIEPILOGO SINTETICO RISULTATI:**

Resistenza design a taglio dell'intero collegamento	Fv,rd,tot	11,83 kN
Resistenza design a estrazione dell'intero collegamento	Fax,rd,tot	8,90 kN
Scorrimento connettore per piano di taglio	Kser	4,57 kN/mm
Grado di sfruttamento della connessione		0,76 VERIFI...

Numero fissaggi paralleli alle fibre (na1) 1 Distanza fissaggi (a1) 60 mm 43 \*

Numero fissaggi perpendicolari alle fibre (na2) 3 Distanza fissaggi (a2) 60 mm 40 \*

Resistenza taglio di progetto (Rv,d) 11,83 kN

Azione taglio di progetto (Fv,d) 9 kN

(\*) = valori minimi calcolati N. efficace 3,00 Reset

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

## 6.7.2 COLLEGAMENTO L2: TRAVETTI DI COPERTURA TRAVI

**COLLEGAMENTO L2**  
SCALA 1:10 misure espresse in mm

Nastro forato LBB60 1,5 mm collegato con 12+12 chiodi Anker 4x120

400

50

177

360

Travetto in LL 160x200

3 SPINOTTI Ø12 (8.8)

22 chiodi tipo anker Ø4x75



COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

**Connessioni con staffe a scomparsa ALUMINI - ALUMIDI - ALUMAXI**

Metodo di calcolo: ☒ sperimentale Rothoblaas ☐ ETA 09/0361

Azione di taglio di progetto (Fv,d) **10,00** kN

Trave principale: base (B) x altezza (H) **200** x **360** mm Tipo legno: **Lamellare GL30h**

Angolo trave principale (α) **0,00** ° Tipo legno: **Lamellare GL30h**

Trave secondaria: base (b) x altezza (h) **160** x **200** mm Tipo legno: **Lamellare GL30h**

Angolo trave secondaria (β) **19,00** °

Staffa ALUMIDI con fori

Fissaggio alla trave principale

Tipo fissaggio: **Anker 4,0x 75 (Chiodo)**

☒ Fissaggio totale ☐ Fissaggio parziale

Fissaggio anima a trave secondaria

Tipo fissaggio: **Spinotto liscio 12,0 mm**

Numero fissaggi: **3 (Spinotto liscio 12 mm) [consigliato]**

Lunghezza fissaggi: **12x60**

Interasse: **(i) 40** mm

Distanza da bordi staffa: **(ds) 20** mm **(di) 20** mm

Eccentricità: **(e) 86** mm

☐ Staffa inclinata ... **Reset**

Produzione continuativa (coeff. parziali materiale secondo colonna B - NTC 2018 - 4.4.6)

DATI DI INGRESSO:			
Azione di taglio di progetto (Fv,d)	T	10	kN
Classe di servizio	cl	1	
Classe di durata carico dominante	tq	breve	
Coefficiente kmod	kmod	0,9	
Coefficiente sicurezza connessione	γM	1,5	
Qualità trave principale		Lamellare GL30...	
Massa volumica legno principale	pk	430	kg/m³
Base trave principale	B	200	mm
Altezza trave principale	H	360	mm
Angolo posa trave principale	α	0,00	°
Qualità trave secondaria		Lamellare GL30...	
Massa volumica legno secondaria	pk	430	kg/m³
Base trave secondaria	b	160	mm
Altezza trave secondaria	h	200	mm
Angolo posa trave secondaria	β	19,00	°

**RIEPILOGO SINTETICO RISULTATI:**

Resistenza caratteristica risultante a taglio STAFFA	RkALU	21,70	kN
Resistenza di design risultante a taglio STAFFA	RdALU	13,02	kN
Verifica globale staffa ALU		0,77	VERIFICATO

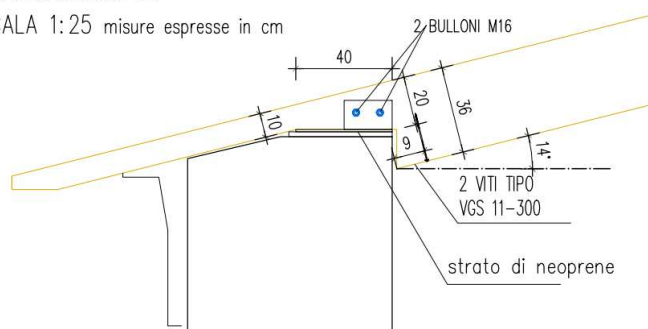
Classe servizio: **1** Classe durata carico: **breve** Coeff. parziali di sicurezza

### 6.7.3 COLLEGAMENTO L4: RINFORZO APOGGIO CANTONALI

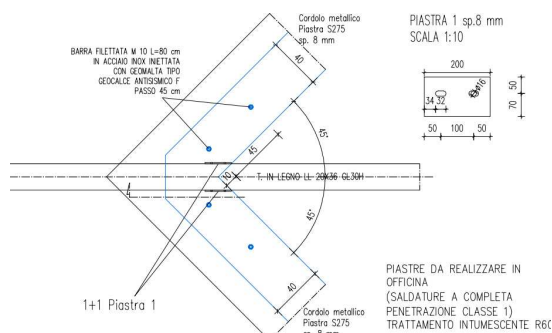
L'Azione di progetto più gravosa risulta:  $V_d = 38$  kN (SLU 20)

#### COLLEGAMENTO L4

SCALA 1:25 misure espresse in cm



Particolare Collegamento L4



Piastra connessione

#### Calcolo della capacità caratteristica portante per singolo piano di taglio o per singolo mezzo di unione - EC5 8.2.3



Rottura tipo j	$F_{v,R,k}$	36,22	[KN]	Rottura tipo j	45,94	[KN]
Rottura tipo k (piastra sottile)	$F_{v,R,k}$	10,85	[KN]	Rottura tipo k	15,92	[KN]
Rottura tipo m (piastra spessa)	$F_{v,R,k}$	21,69	[KN]	Rottura tipo m (solo per piastra spessa)	28,44	[KN]
Rottura tipo k m (interpolazione)	$F_{v,R,k}$	1,53	[KN]	Rottura tipo k m (interpolazione)	1,15	[KN]



COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

Spinotti: Capacità caratteristica singolo elemento					Bulloni: Capacità caratteristica singolo elemento	
$F_{v,R,k}$ 28,92 [KN]					$F_{v,R,k}$ 42,29 [KN]	

capacità caratteristica portante per singolo piano di taglio						Verifica Piastra	
Spessore dell'elemento in legno $t_2$ 200.00 [mm]							
angolo formato dalla retta d'azione e la fibratura 14.00 $\alpha$							
per legno di lamellare spinotti $K_{90}$ 1.48							
per legno di lamellare bulloni $K_{90}$ 1.54							
<div> <div>Numero di spinotti per fila</div> <div>Numero di bulloni per fila</div> </div>							
Fila	ns	nseff	nb	nbeff	[KN]		
1	0.00	0.00	2.00	1.55	65.72		
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
3	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00		
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Capacità caratt. efficace dell'unione					<b><math>F_{v,R,k}</math> 65.72</b>		
Capacità portante di progetto dell'unione							
Capacità di progetto dell'unione					<b><math>F_{v,R,d}</math> 40,79 [KN]</b>		

Rinforzi con connettori tutto filetto VGS e VGZ		Produzione continuativa (coeff. parziali materiale secondo colonna B - NTC 2018 - 4.4.6)	
<b>Rinforzo a trazione di travi intagliate</b> Azione di taglio di progetto ( $F_v, d$ ) 34,00 kN Trave: base (B) x altezza (H) 200 x 360 mm Tipo legno ? Lamellare GL30h Lunghezza appoggio ( $L_a$ ) 144 mm Altezza intaglio ( $H_i$ ) 160 mm Distanza intaglio - appoggio ( $d_a$ ) 10 mm Numero connettori di rinforzo 2 Posizione viti  Profondità incasso mm		<b>VERIFICA RINFORZI:</b> Sollecitazione di trazione ortogonale $F_{t,90,d}$ 18,43 kN Numero efficace $n_{ef}$ 1,87 Resistenza caratteristica vite ad estrazione lato testa $F_{ax,R,k}$ 22,76 kN Resistenza caratteristica vite ad estrazione lato punta $F_{ax,R,k}$ 19,73 kN Resistenza caratteristica vite ad estrazione $F_{ax,R,k}$ 36,81 kN Resistenza di design vite ad estrazione $F_{ax,R,d}$ 22,09 kN <b>Verifica connettori di rinforzo</b> 0,83 VERIFI... Coefficiente $k_{cr}$ 0,67 base efficace $b_{ef}$ 134 mm Tensione a taglio nella sezione A-A $\tau$ 1,90 N/mm <sup>2</sup> Altezza efficace trave $H_{ef}$ 200 mm Coefficiente di riduzione $k_v$ 1,00 <b>Verifica tensione a taglio sezione A-A con rinforzo</b> 0,88 VERIFI...	
<b>Connettori tutto filetto</b> Tipo VGS - Connettore tutto filetto a testa svasata 9x280 9x320 11x100 11x150 11x200 11x250 11x300 Tipo vite VGS - Connettore tutto filetto a testa svasata 11x300		<b>RIEPILOGO SINTETICO RISULTATI:</b> Verifica tensione a taglio sezione B-B 0,88 VERIFI... Verifica connettori di rinforzo 0,83 VERIFI... Verifica tensione a taglio sezione A-A con rinforzo 0,88 VERIFI...	
Classe servizio: 1 Classe durata carico: breve Coeff. parziali di sicurezza			



COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

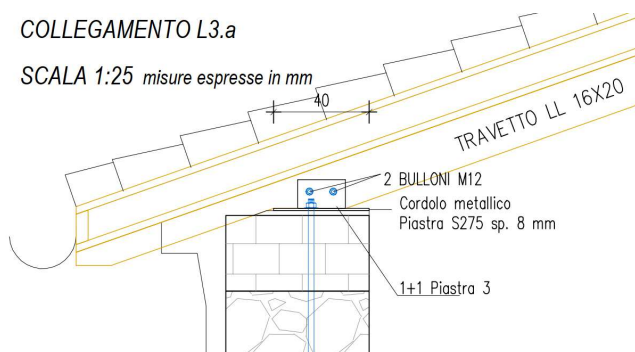
## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

### 6.7.4 COLLEGAMENTO L3 (TRAVETTO 16X20)

L'Azione di progetto più gravosa risulta:  $V_d = 5 \text{ kN}$  (SLU 20)

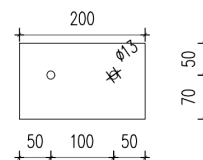
COLLEGAMENTO L3.a

SCALA 1:25 misure espresse in mm



Particolare Collegamento L3

PIASTRA 3 sp.8 mm  
SCALA 1:10



Piastra connessione

Calcolo della capacità caratteristica portante per singolo piano di taglio o per singolo mezzo di unione - EC5 8.2.3



Rottura tipo j	$F_{v,R,k}$	28,35	[KN]	Rottura tipo j	28,35	[KN]
Rottura tipo k (piastra sottile)	$F_{v,R,k}$	10,73	[KN]	Rottura tipo k	14,12	[KN]
Rottura tipo m (piastra spessa)	$F_{v,R,k}$	21,45	[KN]	Rottura tipo m (solo per piastra spessa)	24,85	[KN]
Rottura tipo k m (interpolazione)	$F_{v,R,k}$	1,53	[KN]	Rottura tipo k m (interpolazione)	1,53	[KN]
Spinotti: Capacità caratteristica singolo elemento				Bulloni: Capacità caratteristica singolo elemento		
	$F_{v,R,k}$	28,61	[KN]		$F_{v,R,k}$	35,39 [KN]

capacità caratteristica portante per singolo piano di taglio					
Spessore dell'elemento in legno		t2	160.00	[mm]	
angolo formato dalla retta d'azione e la fibratura			19.00	α	
per legno di lamellare spinotti		K90	1.48		
per legno di lamellare bulloni		K90	1.48		
Numero di spinotti per fila		Numero di bulloni per fila			
Fila	ns	nseff	nb	nbeff	[KN]
1	0.00	0.00	2.00	1.67	59.10
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Capacità caratt. efficace dell'unione					Fvef,R,k 59.10
Capacità portante di progetto dell'unione					
Capacità di progetto dell'unione		Fvef,R,d	36.68	[KN]	

Verifica Piastra	
Classe bullone 8.8 diametro d 12 fyb 640 fub 800 N/mm²	
Sezione filettata	
Sezione lorde	
Area	94.3 mm²
Resistenza a taglio (per piano di taglio) Fv,Rd	32.37 kN
Resistenza a trazione Ft,Rd	48.56 kN
Taglio e Trazione - EC3 #8.5.5.(5)	
Fv,Sd 0 Ft,Sd 0 kN	
Fv,Sd / Fv,Rd + Ft,Sd / 1.4 Ft,Rd = 0 + 0 = 0	
OK	
Rifollamento	
Acciaio S275 (Fe430) fu 430 N/mm²	
spessore t 8 mm	
diametro foro d0 13 mm	
distanze bordo e1 32 e2 50	
passo p1 100 p2 100	
α 0.821	
Resistenza a rifollamento Fb,Rd 67.74 kN	
Osservazioni	

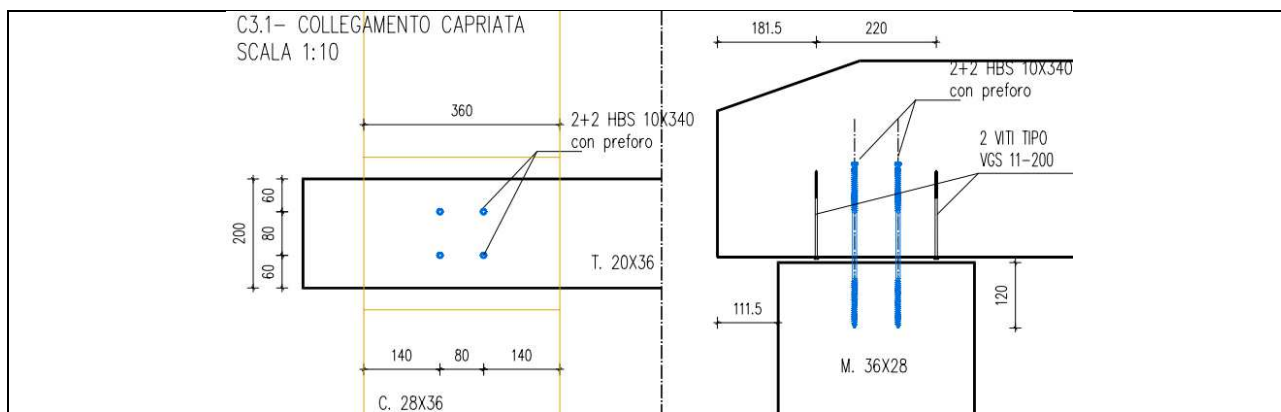


COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

### 6.7.5 COLLEGAMENTO C3.1: RINFORZO APPOGGIO TRAVE CAPRIATA TIPO 1



**Rinforzi con connettori tutto filetto VGS e VGZ**

Produzione continuativa (coeff. parziali materiale secondo colonna B - NTC 2018 - 4.4.6)

**Tipologia rinforzo**

Rinforzo a compressione ortogonale all'appoggio

Azione di progetto su appoggio (F<sub>c,90,d</sub>) 115,00 kN

Trave: base (B) x altezza (H) 200 x 360 mm

Tipo legno ? Lamellare GL30c

Tipo di appoggio

Appoggio di estremità

Appoggio intermedio

Lunghezza appoggio (L<sub>a</sub>) 360 mm

Lunghezza extra appoggio (a) 110 mm

Numero connettori parall. fibre (na1) 2

Interasse parallelo alle fibre (a1) 220 mm

Numero connettori perp. fibre (na2) 1

Connettori tutto filetto

Tipo VGS - Connettore tutto filetto a testa svasata

9x240

9x280

9x320

9x360

11x100

11x150

11x200

Diametro gambo / nocciolo 7,7 6,5 mm

Diametro filetto (nominale) 11 mm

Lunghezza vite / filetto 200 190 mm

Diametro testa 19,3 mm

Preforo (c diametro nocciolo)

Tipo vite VGS - Connettore tutto filetto a testa svasata 11x200

**Descrizione**

**DATI DI INGRESSO:**

Classe di servizio	cl	1
Durata carico dominante	t <sub>q</sub>	breve
Coefficiente k <sub>mod</sub>	k <sub>mod</sub>	0,9
Azione di progetto su appoggio	F <sub>c,90,d</sub>	115,00 kN
Base trave	B	200 mm
Altezza trave	H	360 mm
Tipo legno		G30c
Angolo fibre-appoggio	α	90,00 °
Coeff. di sicurezza del materiale legno	Y <sub>M1</sub>	1,45
Coeff. di sicurezza della connessione su legno	Y <sub>M2</sub>	1,5
Lunghezza appoggio	L <sub>a</sub>	360 mm
Lunghezza extra appoggio	a	110 mm
Tipo di appoggio		Appoggio ...

**VERIFICA A COMPRESSIONE SENZA RINFORZI**

Lunghezza efficace appoggio	L <sub>ef</sub>	420 mm
Resistenza caratteristica a compressione del legno	f <sub>c,90,k</sub>	2,50 N/mm <sup>2</sup>

**RIEPILOGO SINTETICO RISULTATI:**

Verifica a compressione senza rinforzi	0,50	VERIFI...
Resistenza di design finale con rinforzi	F <sub>c,90,d</sub>	192,41 kN
Verifica a compressione con rinforzi	0,60	VERIFI...

**Connessioni a taglio con viti HBS - HBS+ evo - TBS**

Produzione continuativa (coeff. parziali materiale secondo colonna B - NTC 2018 - 4.4.6)

**Tipologia connessione**

Connessione legno-legno / taglio singolo

Tipo vite: HBS -Vite testa svasata

10x140

10x160

10x180

10x200

10x220

10x240

10x260

10x280

10x300

10x320

10x340

Diametro gambo 7 mm

Diametro nocciolo 6,4 mm

Diametro filetto (nominale) 10 mm

Lunghezza vite 340 mm

Lunghezza filetto 100 mm

Diametro testa 18,25 mm

Opzioni

Preforo (c diametro nocciolo)

Viti sfalate di almeno un diametro

Tipo vite: HBS -Vite testa svasata 10x340

spessore legno (t1) 200 mm

angolo forza-fibre elemento t1 (α1) 0 °

Tipo legno: ? Lamellare GL30h

spessore legno (t2) 220 mm

angolo forza-fibre elemento t2 (α2) 90 °

Tipo legno: Lamellare GL30h

Numero fissaggi paralleli alle fibre (na1) 2

Distanza fissaggi (a1) 80 mm

Numero fissaggi perpendicolari alle fibre (na2) 2

Distanza fissaggi (a2) 80 mm

Resistenza taglio di progetto (R<sub>v,d</sub>) 13,22 kN

Azione taglio di progetto (F<sub>v,d</sub>) 10 kN

(\*) = valori minimi calcolati

N. efficace 3,36

Reset

**Descrizione**

**DATI DI INGRESSO:**

Classe di servizio	cl	1
Durata carico dominante	t <sub>q</sub>	breve
Coefficiente k <sub>mod</sub>	k <sub>mod</sub>	0,90
Coefficiente sicurezza connessione	γ <sub>M</sub>	1,5
Tipo legno elemento t1		GL30h
Massa volumica legno	ρ <sub>k</sub>	430 kg/m <sup>3</sup>
Tipo legno elemento t2		GL30h
Massa volumica legno	ρ <sub>k</sub>	430 kg/m <sup>3</sup>
Coefficiente sicurezza acciaio	γ <sub>Ma</sub>	1,25
Spessore elemento 1	t1	200 mm
Spessore elemento 2	t2	220 mm
Angolo elemento 1	α1	0,00 °
Angolo elemento 2	α2	90,00 °
Numero file viti	na1	2
Distanza file	a1	80 mm

**RIEPILOGO SINTETICO RISULTATI:**

Resistenza design a taglio dell'intero collegamento	F <sub>v,rd,tot</sub>	13,22 kN
Resistenza design a estrazione dell'intero collegamento	F <sub>ax,td,ef</sub>	8,61 kN
Scorimento connettore per piano di taglio	K <sub>ser</sub>	4,57 kN/mm
Grado di sfruttamento della connessione		0,76 VERIFI...

Classe servizio: 1

Classe durata carico: breve

Coeff. parziali di sicurezza



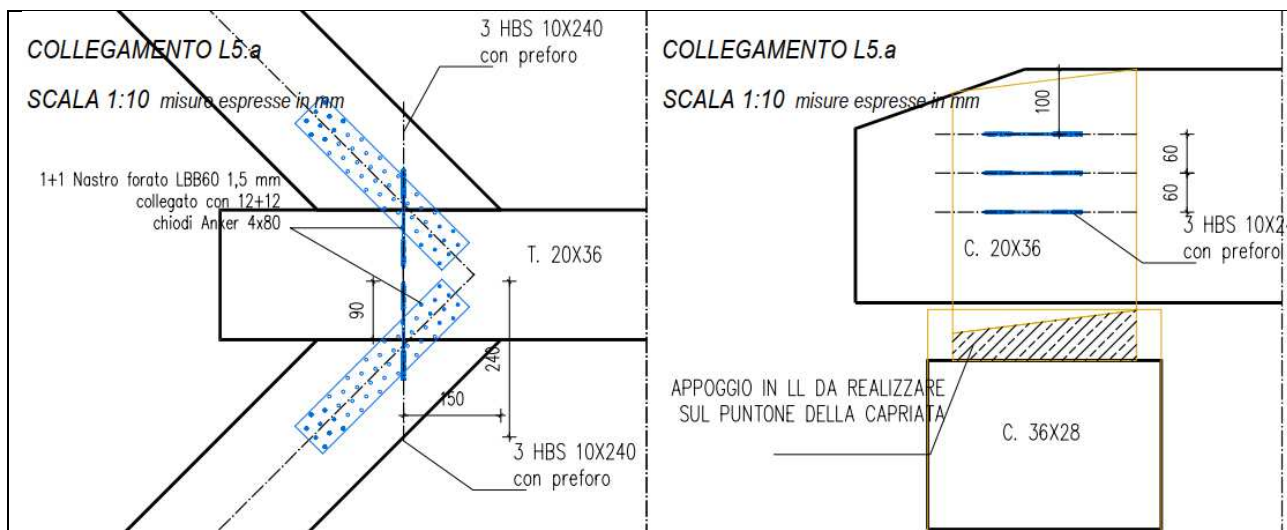


COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

### 6.7.6 COLLEGAMENTO L5.a: COLLEGAMENTO TRAVE CANTONALI



**Connessioni a taglio con viti HBS - HBS+ evo - TBS**

Produzione continuativa (coeff. parziali materiale secondo colonna B - NTC 2018 - 4.4.6)

Descrizione

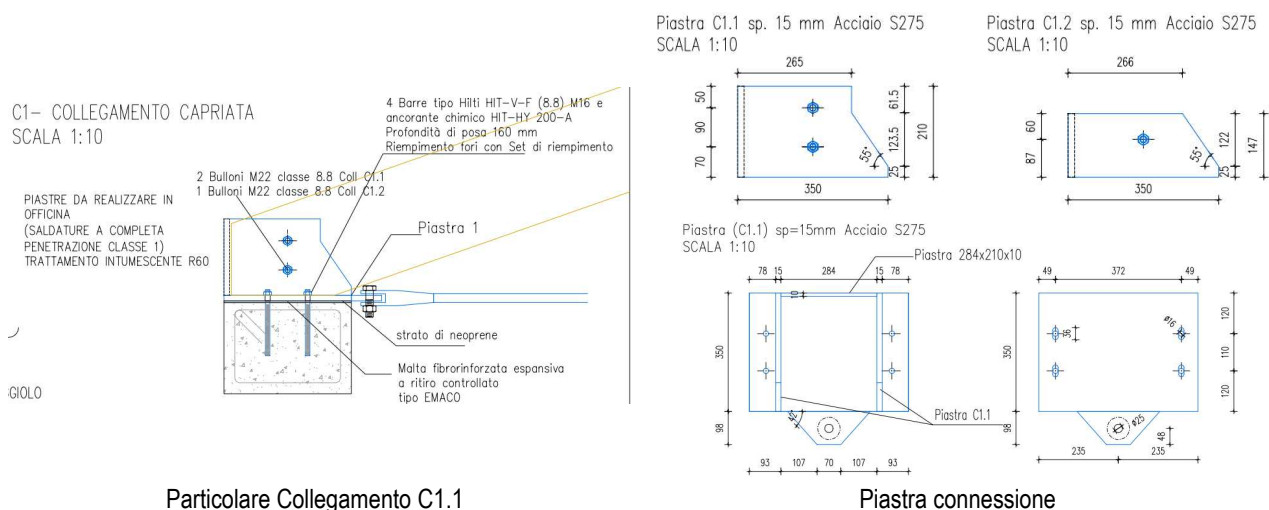
**DATI DI INGRESSO:**

Classe di servizio	cl	1
Durata carico dominante	tq	breve
Coefficiente kmod	kmod	0,90
Coefficiente sicurezza connessione	yM	1,5
Tipo legno elemento t1		GL30h
Massa volumica legno	pk	430 kg/m³
Tipo legno elemento t2		GL30h
Massa volumica legno	pk	430 kg/m³
Coefficiente sicurezza acciaio	yMa	1,25
Spessore elemento 1	t1	200 mm
Spessore elemento 2	t2	200 mm
Angolo elemento 1	α1	14,00 °
Angolo elemento 2	α2	0,00 °
Numero file viti	na1	1
Distanza file	a1	60 mm

**RIEPILOGO SINTETICO RISULTATI:**

Resistenza design a taglio dell'intero collegamento	Fv,rd,tot	11,83	kN
Resistenza design a estrazione dell'intero collegamento	Fax,rd,ef	8,90	kN
Scorrimento connettore per piano di taglio	Kser	4,57	kN/mm
Grado di sfruttamento della connessione		0,85	VERIFI...

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

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****6.7.7 COLLEGAMENTO C1 CAPRIATE**L'Azione di progetto più gravosa risulta:  $V_d = 156 \text{ kN (SLU 20)} = N_{\text{puntone}} \cdot \cos 19$ 

Caratteristiche meccaniche LEGNO LAMELLARE di progetto				
Coefficiente di sicurezza per il materiale		$\gamma_m$		1.45
Coefficiente durata del carico		$K_{mod}$	breve	0.90
$f_{m,k}$	30,00	$f_{m,d}$	18,62	[MPa]
$f_{t,0,k}$	24,00	$f_{t,0,d}$	496,55	[MPa]
$f_{t,90,k}$	0,50	$f_{t,90,d}$	13,33	[MPa]
$f_{c,0,k}$	28,00	$f_{c,0,d}$	0,75	[MPa]
$f_{c,90,k}$	2,50	$f_{c,90,d}$	0,14	[MPa]
$f_{v,k}$	3,50	$f_{v,d}$	0,66	[MPa]
$E_{0,mean}$	13600,00	$E_{0,mean}$	13600,00	[MPa]
$E_{0,05}$	11300,00	$E_{0,05}$	11300,00	[MPa]
$E_{90,mean}$	300,00	$E_{90,mean}$	300,00	[MPa]
$G_{mean}$	650,00	$G_{mean}$	650,00	[MPa]
$G_{0,005}$	540,07	$G_{0,005}$	540,07	[MPa]
Peso specifico legno		$\rho_k$	410.00	430,00
Coefficienti di sicurezza acciaio				
Coeff. di sicurezza per il materiale verifiche di resistenza		$\gamma_{M0/M1}$	1.50	-
Coeff. di sicurezza per il materiale verifiche rifollamento		$\gamma_{M2}$	1.25	-
Caratteristiche meccaniche Piastra in acciaio: BULLONI CLASSE 8.8 SEZIONE FILETTATA				
Diametro Bullone			22,00	[mm]
Area del gambo del filetto			23,00	[mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica a trazione		$f_{y,b}$	303,00	[MPa]
Resistenza ultima a trazione		$f_{u,b}$	640,00	[MPa]
resistenza caratteristica a rifollamento parallelamente alla fibratura ( $d < 30 \text{ mm}$ )		$f_{n,0,k}$	800,00	[MPa]
Resistenza di calcolo a taglio per ciascun piano di taglio		$F_{v,Rd}$	27,50	[kN]
Resistenza di calcolo a trazione del bullone		$F_{t,Rd}$	116,35	[kN]

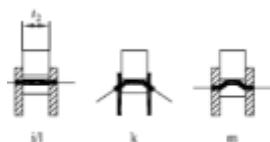


## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

## Caratteristiche meccaniche Piastra in acciaio:RONDELLE

diámetro rondella	$d_{rondella}$	66,00	[mm]
Spessore rondella	$t_{rondella}$	7,00	[mm]
Capacità portante caratteristica	$f_k \text{ rondella}$	13,57	[kN]
Capacità caratteristica a estrazione bulloni	$F_{a,x,R,k}$	13,57	[kN]

## Calcolo della capacità caratteristica portante per singolo piano di taglio o per singolo mezzo di unione - EC5 8.2.3



Rottura tipo j	$F_{v,R,k}$	61,15	[kN]	Rottura tipo j	61,15	[kN]
Rottura tipo k (piastra sottile)	$F_{v,R,k}$	29,55	[kN]	Rottura tipo k	55,21	[kN]
Rottura tipo m (piastra spessa)	$F_{v,R,k}$	59,09	[kN]	Rottura tipo m (solo per piastra spessa)	85,35	[kN]
Rottura tipo k m (interpolazione)	$F_{v,R,k}$	40,70	[kN]	Rottura tipo k m (interpolazione)	66,36	[kN]
Spinotti: Capacità caratteristica singolo elemento				Bulloni: Capacità caratteristica singolo elemento		
$F_{v,R,k}$ 81,40 [kN]				$F_{v,R,k}$ 132,71 [kN]		

## capacità caratteristica portante per singolo piano di taglio

Capacità caratteristica dell'unione per angolo piano in legno					
Spessore dell'elemento in legno			t2	360.00	[mm]
angolo formato dalla retta d'azione e la fibratura			19.00	α	
per legno di lamellare spinotti			K90		1.63
per legno di lamellare bulloni			K90		1.63
Numero di spinotti per fila			Numero di bulloni per fila		
Fila	ns	nseff	nb	nbeff	[kN]
1	0.00	0.00	1.00	1.00	132.71
2	0.00	0.00	1.00	1.00	132.71
3	0.00	0.00	1.00	1.00	0,00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0,00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0,00
Capacità caratt. efficace dell'unione				<b>Fvef,R,k</b>	<b>265.43</b>

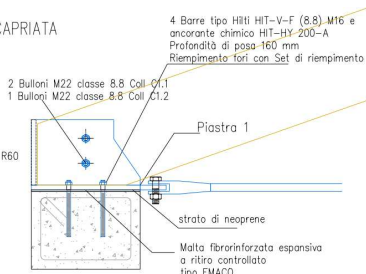
## Capacità portante di progetto dell'unione

Capacità di progetto dell'unione	$F_{v,R,d}$	164,75	[kN]
----------------------------------	-------------	--------	------

## tipo connessione

C1- COLLEGAMENTO CAPRIATA  
SCALA 1:10PIASTRE DA REALIZZARE IN  
OFFICINA  
(SALDATURE A COMPLETA  
PENETRAZIONE CLASSE 1)  
TRATTAMENTO INTUMESCENTE R60

GIOLO



## Verifica Resistenza Fazzoletti verticali 4.2.4.1.2 NTC

Altezza minima di progetto (zona bulloni)	hd	115,00	[mm]
resistenza plastica	$N_{pl,Rd}$	759,00	[kN]
	n	0,08	
	a	0,50	
	$M_{pl,Rd1}$	25,98	[kNm]
	$M_{pl,Rd2}$	164,95	[kNm]
	$M_{Ny,Rd1}$	25,98	[kNm]
	$M_{Nz,Rd2}$	164,95	[kNm]
verificato		0,76	



COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

Classe bullone 8.8 diametro d 22 f<sub>yb</sub> 640 f<sub>ub</sub> 800 N/mm<sup>2</sup>

☒ Sezione filettata  
☐ Sezione lorde

Area 303.0 mm<sup>2</sup>

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

F<sub>v,Sd</sub> 80 F<sub>t,Sd</sub> 0 kN

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F<sub>v,Rd</sub> 116.4 kN

Resistenza a trazione F<sub>t,Rd</sub> 174.5 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = \frac{80}{116.4} + \frac{0}{1.4 \cdot 174.5} = 0.688 + 0 = 0.688$$
 OK

Rifollamento

Acciaio S275 (Fe430) f<sub>u</sub> 430 N/mm<sup>2</sup>

spessore t 15 mm

diametro foro d<sub>o</sub> 24 mm

distanze bordo e<sub>1</sub> 90 e<sub>2</sub> 60

passo p<sub>1</sub> 100 p<sub>2</sub> 72

α 1

Resistenza a rifollamento F<sub>b,Rd</sub> 283.8 kN Osservazioni

Verifica forcelle

Classe bullone 8.8 diametro d 16 f<sub>yb</sub> 640 f<sub>ub</sub> 800 N/mm<sup>2</sup>

☒ Sezione filettata  
☐ Sezione lorde

Area 157.0 mm<sup>2</sup>

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

F<sub>v,Sd</sub> 40 F<sub>t,Sd</sub> 0 kN

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F<sub>v,Rd</sub> 60.29 kN

Resistenza a trazione F<sub>t,Rd</sub> 90.43 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = \frac{40}{60.29} + \frac{0}{1.4 \cdot 90.43} = 0.663 + 0 = 0.663$$
 OK

Rifollamento

Acciaio S275 (Fe430) f<sub>u</sub> 430 N/mm<sup>2</sup>

spessore t 15 mm

diametro foro d<sub>o</sub> 18 mm

distanze bordo e<sub>1</sub> 120 e<sub>2</sub> 49

passo p<sub>1</sub> 110 p<sub>2</sub> 372

α 1

Resistenza a rifollamento F<sub>b,Rd</sub> 206.4 kN Osservazioni

Verifica piastra 1

### Ancorante

Sistema  
Ancorante chimico ad  
iniezione  
Elemento di fissaggio  
Profondità di ancoraggio  
Dati di progetto

fischer Ancorante chimico a iniezione fischer FIS V  
FIS V 410 C

Barra filettata FIS A M 16 x 250 8.8,  
Acciaio zincato, Classe di resistenza 8.8

200 mm

Progettazione dell'ancorante in Calcestruzzo secondo  
Valutazione Tecnica Europea ETA-02/0024, Opzione 1,  
Ermesso 13/05/2020



### Dati di input

Metodo di progettazione EN 1992-4:2017: Ancoranti chimici  
C25/30, EN 206  
Condizioni calcestruzzo Non fessurato, Foro asciutto  
Range di temperatura 24 °C Temperatura nel lungo periodo, 40 °C Temperatura nel breve periodo

Armatura Armatura normale o senza armatura. Senza armatura di bordo

Metodo di foratura Rotopercussione

Tipo di installazione Installazione passante

Spazio anulare tra foro della piastra e barra riempito

Statico

Tipo di carico C1

Capacità design

Azioni sismiche > 20%

σ<sub>eq</sub> ≤ 0.25 g

Connessione Tipo A

ψ<sub>2</sub> = 0.5

Ps12

Orientazione verticale della geometria +Z

Spostamenti sotto azioni sismiche

Distanziato

Nessuna flessione

Ancorante fissato sul materiale di base

470 mm x 350 mm x 15 mm

### Azioni

Aggiungere

Eliminare	#	Tipo di carico	Tipo di carico	N	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	1	2	3	Commento
Eliminare	1	Statico	Carico di progetto	-70 kN	0 kN	0 kN	19 kNm	0 kNm	0 kNm	83.7 %	0.0 %	0.0 %	
			di cui Carico prolungato	0 kN	0 kN	0 kN	0 kNm	0 kNm	0 kNm				
Eliminare	2	Sismico	Carico di progetto	-40 kN	0 kN	13 kN	6.5 kNm	0 kNm	0 kNm	21.6 %	49.6 %	71.1 %	
			di cui Carico prolungato	0 kN	0 kN	0 kN	0 kNm	0 kNm	0 kNm				

FIS V (FIS A, gvz, 8.8)

M16

FIS A M 16 x 250 8.8

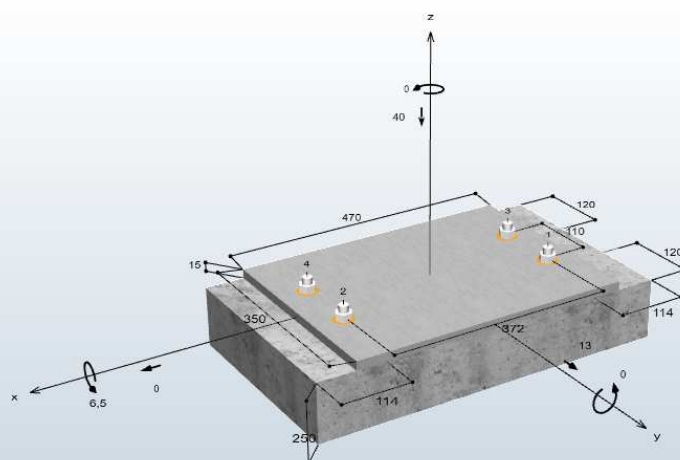
☐ Ottimizzazione della profondità di ancoraggio

☒ Profondità di ancoraggio fissata

200 mm

Profondità di ancoraggio definita dall'utente: 200 mm

Valore di progetto delle azioni (sono inclusi i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni)





COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

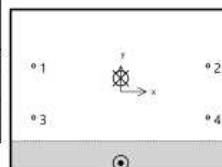
### Carichi di progetto \*)

#	N <sub>Ed</sub> kN	V <sub>Ed,x</sub> kN	V <sub>Ed,y</sub> kN	M <sub>Ed,x</sub> kNm	M <sub>Ed,y</sub> kNm	M <sub>T,Ed</sub> kNm	Tipo di carico
1	-70,00	0,00	0,00	19,00	0,00	0,00	Statico
2	-40,00	0,00	13,00	6,50	0,00	0,00	Sismico

\*) I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sono inclusi.

### Risultati per le azioni decisive.

Ancorante n°	Forza di trazione kN	Forza di taglio kN	Forza di taglio x kN	Forza di taglio y kN
1	17,57	0,00	0,00	0,00
2	17,57	0,00	0,00	0,00
3	5,57	0,00	0,00	0,00
4	5,57	0,00	0,00	0,00



### Resistenza per l'azione di trazione decisiva.

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo $\beta_N$ %
Rottura dell'acciaio *	17,57	84,00	20,9
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	23,15	53,38	43,4
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	46,30	58,88	78,6
Fessurazione	46,30	55,31	83,7

\* Ancorante più sfavorevole

### Resistenza per la combinazione di carico decisiva.

$$\beta_N = \beta_{N,sp,1} = 0,84 \leq 1$$



Verifica soddisfatta

### Combinazioni di carico non decisive.

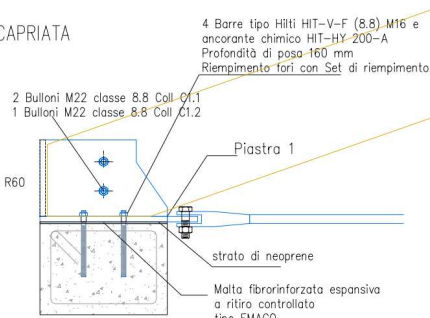
#	N <sub>Ed</sub> kN	V <sub>Sd,x</sub> kN	V <sub>Sd,y</sub> kN	M <sub>Sd,x</sub> kNm	M <sub>Sd,y</sub> kNm	M <sub>T,Sd</sub> kNm	Tipo di carico	$\beta_N$ %	$\beta_V$ %	$\beta$ %
2	-40,00	0,00	13,00	6,50	0,00	0,00	Sismico	21,57	49,58	71,15

L'Azione di progetto più gravosa risulta:  $V_d = 42$  kN (SLU 20) =  $N_{\text{puntone}} \cdot \cos 22$

C1- COLLEGAMENTO CAPIATA  
SCALA 1:10

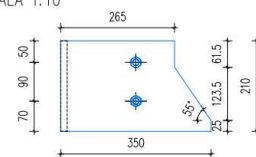
PIASTRE DA REALIZZARE IN  
OFFICINA  
(SALDATURE A COMPLETA  
PENETRAZIONE CLASSE 1)  
TRATTAMENTO INTUMESCENTE R60

GIULO

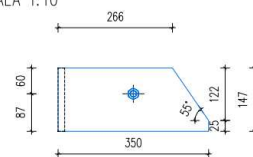


Particolare Collegamento C1.2

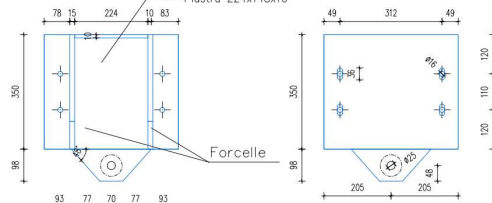
Piastra C1.1 sp. 15 mm Acciaio S275  
SCALA 1:10



Piastra C1.2 sp. 15 mm Acciaio S275  
SCALA 1:10



Piastra 1 (C1.2) sp=15mm Acciaio S275  
SCALA 1:10



Piastra connessione





COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

## Calcolo della capacità caratteristica portante per singolo piano di taglio o per singolo mezzo di unione - EC5 8.2.3



Rottura tipo j	$F_{v,R,k}$	61,15	[KN]	Rottura tipo j	61,15	[KN]
Rottura tipo k (piastra sottile)	$F_{v,R,k}$	29,55	[KN]	Rottura tipo k	55,21	[KN]
Rottura tipo m (piastra spessa)	$F_{v,R,k}$	59,09	[KN]	Rottura tipo m (solo per piastra spessa)	84,75	[KN]
Rottura tipo k m (interpolazione)	$F_{v,R,k}$	40,29	[KN]	Rottura tipo k m (interpolazione)	65,95	[KN]
<b>Spinotti: Capacità caratteristica singolo elemento</b>				<b>Bulloni: Capacità caratteristica singolo elemento</b>		
	$F_{v,R,k}$	80,58	[KN]		$F_{v,R,k}$	122,30 [KN]

capacità caratteristica portante per singolo piano di taglio						tipo connessione
Spessore dell'elemento in legno		t2	220.00	[mm]		
angolo formato dalla retta d'azione e la fibratura		22.00	$\alpha$			
per legno di lamellare spinotti		K90	1.63			
per legno di lamellare bulloni		K90	1.63			
Numero di spinotti per fila		Numero di bulloni per fila				
Fila	ns	nseff	nb	nbeff	[KN]	
1	0.00	0.00	1.00	1.00	122.30	
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Capacità caratt. efficace dell'unione				<b>Fvef,R,k</b>	<b>122.0</b>	
Capacità portante di progetto dell'unione						
Capacità di progetto dell'unione		<b>Fvef,R,d</b>	<b>75,91</b>	[KN]		

## Verifica Resistenza Fazzoletti verticali 4.2.4.1.2 NTC

Altezza minima di progetto (zona bulloni)	hd	85,00	[mm]
resistenza plastica	$N_{pl,Rd}$	561,00	[kN]
	n	0,04	
	a	0,50	
	$M_{pl,Rd1}$	14,19	[kNm]
	$M_{pl,Rd2}$	71,82	[kNm]
	$M_{Ny,Rd1}$	14,19	[kNm]
	$M_{Nz,Rd2}$	71,82	[kNm]
verificato		0,40	





COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

Classe bullone 8.8 diametro d 22  $f_{yb}$  640  $f_{ub}$  800 N/mm<sup>2</sup>

☒ Sezione filettata  
☐ Sezione lorde

Area 303,0 mm<sup>2</sup>

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$  42  $F_{t,Sd}$  0 kN

Resistenza a taglio (per piano di taglio)  $F_{v,Rd}$  116,4 kN

Resistenza a trazione  $F_{t,Rd}$  174,5 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0,361 + 0 = 0,361$$
 OK

Rifollamento

Acciaio S275 (Fe430)  $f_u$  430 N/mm<sup>2</sup>

spessore t 15 mm

diametro foro d<sub>o</sub> 24 mm

distanze bordo e<sub>1</sub> 90 e<sub>2</sub> 60

passo p<sub>1</sub> 100 p<sub>2</sub> 72

$\alpha$  1

Resistenza a rifollamento  $F_{b,Rd}$  283,8 kN Osservazioni

Verifica forcelle

Classe bullone 8.8 diametro d 16  $f_{yb}$  640  $f_{ub}$  800 N/mm<sup>2</sup>

☒ Sezione filettata  
☐ Sezione lorde

Area 157,0 mm<sup>2</sup>

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$  12  $F_{t,Sd}$  0 kN

Resistenza a taglio (per piano di taglio)  $F_{v,Rd}$  60,23 kN

Resistenza a trazione  $F_{t,Rd}$  90,43 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0,199 + 0 = 0,199$$
 OK

Rifollamento

Acciaio S275 (Fe430)  $f_u$  430 N/mm<sup>2</sup>

spessore t 15 mm

diametro foro d<sub>o</sub> 18 mm

distanze bordo e<sub>1</sub> 120 e<sub>2</sub> 49

passo p<sub>1</sub> 110 p<sub>2</sub> 312

$\alpha$  1

Resistenza a rifollamento  $F_{b,Rd}$  206,4 kN Osservazioni

Verifica piastra 1

### Ancorante

Sistema fischer Ancorante chimico a iniezione fischer FIS V FIS V 410 C

Ancorante chimico ad iniezione

Elemento di fissaggio Barra filettata FIS A M 16 x 175 8.8, Acciaio zincato, Classe di resistenza 8.8

Profondità di ancoraggio 100 mm

Dati di progetto Progettazione dell'ancorante in Calcestruzzo secondo Valutazione Tecnica Europea ETA-02/0024, Opzione 1, Emesso 13/05/2020



### Dati di input

Metodo di progettazione Metodo di progettazione EN 1992-4:2017: Ancoranti chimici C25/30, EN 206

Materiale di base Non fessurato, Foro asciutto

Condizioni calcestruzzo 24 °C Temperatura nel lungo periodo, 40 °C Temperatura nel breve periodo

Range di temperatura

Armatura Armatura normale o senza armatura. Senza armatura di bordo

Metodo di foratura Rotopercussione

Tipo di installazione Installazione passante

Spazio anulare tra foro della piastra e barra Spazio anulare tra foro della piastra e barra riempito

Tipo di carico Statico

Categoria di prestazione sismica C1

Opzione sismica Capacity design

Azioni sismiche > 20%

$\sigma_{a,s} \leq 0,25$  g

Connessione Tipo A

Psi2  $\psi_2 = 0,5$

Orientazione verticale della geometria +Z

Spostamenti sotto azioni sismiche

Distanziato Nessuna flessione

Dimensioni piastra di Ancorante fissato sul materiale di base 470 mm x 350 mm x 15 mm

### Azioni

Aggiungere

Rimuovere	#	Tipo di carico	Tipo di carico	N	Vx	Vy	Mx	My	Mz	$\sigma_{a,s}$	$\sigma_{a,s}$	$\sigma_{a,s}$	Commento
Rimuovere	1	Statico	Carico di progetto	-14 kN	0 kN	0 kN	3 kNm	0 kNm	0 kNm	8,1 %	0,0 %	0,0 %	
			di cui Carico prolungato	0 kN	0 kN	0 kN	0 kNm	0 kNm	0 kNm				
Rimuovere	2	Sismico	Carico di progetto	-10 kN	0 kN	7 kN	3 kNm	0 kNm	0 kNm	25,7 %	23,9 %	49,7 %	
			di cui Carico prolungato	0 kN	0 kN	0 kN	0 kNm	0 kNm	0 kNm				



FIS V (FIS A, g.vz. 8.8)

M16

FIS A M 16 x 175 8.8

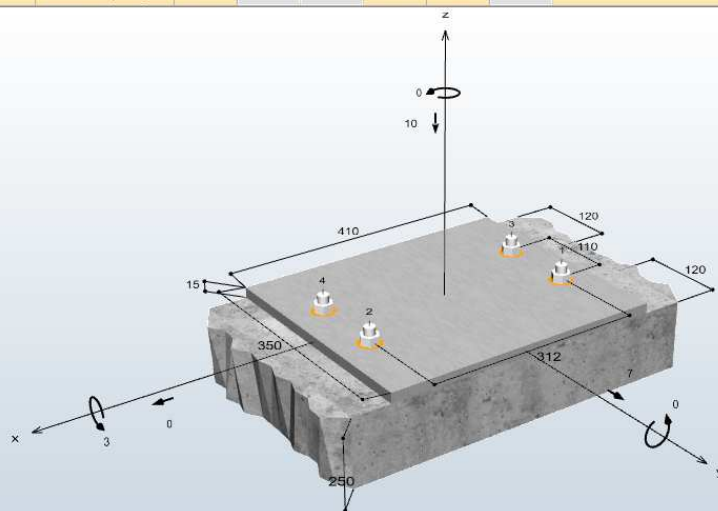
☐ Ottimizzazione della profondità di ancoraggio

☒ Profondità di ancoraggio fissata

100 mm

Profondità di ancoraggio definita dall'utente: 100 mm

Valore di progetto delle azioni (sono inclusi i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni)



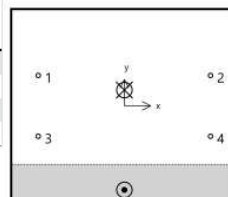
**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****Carichi di progetto \*)**

#	N <sub>Ed</sub> kN	V <sub>Ed,x</sub> kN	V <sub>Ed,y</sub> kN	M <sub>Ed,x</sub> kNm	M <sub>Ed,y</sub> kNm	M <sub>T,Ed</sub> kNm	Tipo di carico
1	-14,00	0,00	0,00	3,00	0,00	0,00	Statico
2	-10,00	0,00	7,00	3,00	0,00	0,00	Sismico

\*) I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sono inclusi.

**Risultati per le azioni decisive.**

Ancorante n°	Forza di trazione kN	Forza di taglio kN	Forza di taglio x kN	Forza di taglio y kN
1	3,12	1,75	0,00	1,75
2	3,12	1,75	0,00	1,75
3	0,98	1,75	0,00	1,75
4	0,98	1,75	0,00	1,75

**Resistenza per l'azione di trazione decisiva.**

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo $\beta_N$ %
Rottura dell'acciaio *	3,12	84,00	3,7
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	4,10	15,95	25,7
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	4,10	25,33	16,2

**Resistenza per l'azione di taglio decisiva.**

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo $\beta_V$ %
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	1,75	42,84	4,1
Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	3,50	33,51	10,4
Rottura del bordo di calcestruzzo	7,00	29,24	23,9

**Risultati decisivi per le azioni di trazione e taglio.**

Carichi di trazione	Utilizzo $\beta_N$ %	Carichi di taglio	Utilizzo $\beta_V$ %
Rottura dell'acciaio *	3,7	Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	4,1
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	25,7	Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	10,4
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	16,2	Rottura del bordo di calcestruzzo	23,9

**Resistenza per la combinazione di carico decisiva.****Utilizzo dell'acciaio**

$$\beta_{N,s} = \beta_{N,s;1} = 0,04 \leq 1$$

$$\beta_{V,s} = \beta_{V,s;1} = 0,04 \leq 1$$

$$\beta_N + \beta_V = \beta_{N,s;1} + \beta_{V,s;1} = 0,08 \leq 1$$

Equazione

**Utilizzo del calcestruzzo**

$$\beta_{N,p} = \beta_{N,p;1} = 0,26 \leq 1$$

$$\beta_{V,c} = \beta_{V,c;1} = 0,24 \leq 1$$

$$\beta_N + \beta_V = \beta_{N,p;1} + \beta_{V,c;1} = 0,50 \leq 1$$

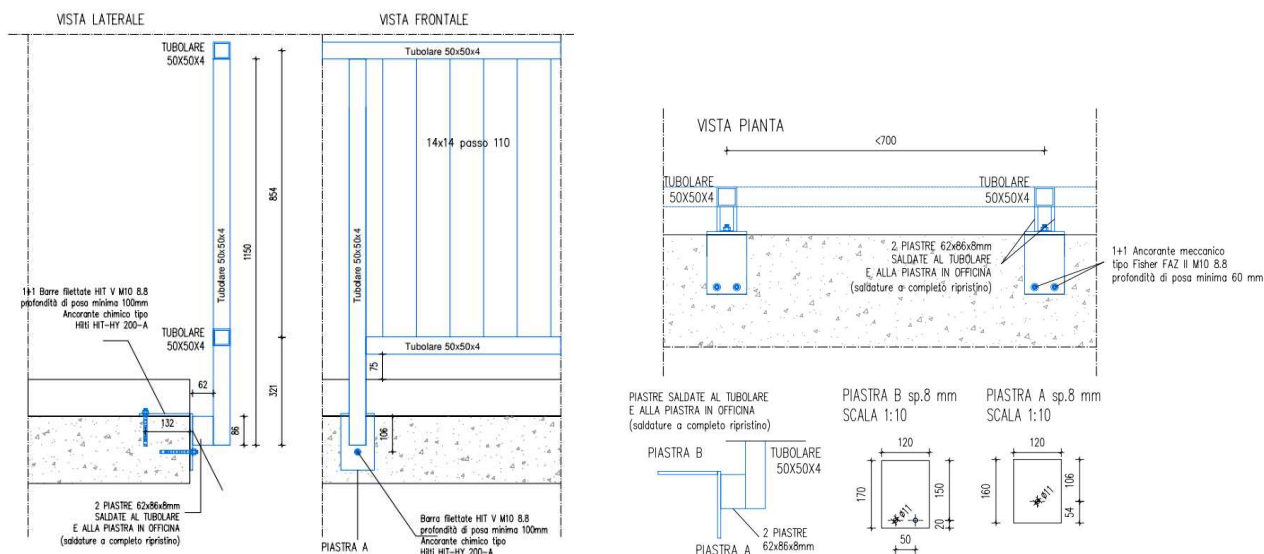
Equazione

**Verifica soddisfatta**



## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

### 6.7.8 VERIFICA PARAPETTO



Si considera il montante tipo costituito da un tubolare 50x50x4 mm posto ad interasse pari a 80 cm.

$L=125\text{cm}$

Interasse  $i = 0.70\text{m}$

Azione orizzontale scale comuni:  $H=200\text{kg/ml} \cdot 1.5 = 300\text{ kg/m}$

$\rightarrow P = 300 \cdot 0.7 = 210\text{ kg}$

$W_{pl\text{ min}} = 2100000 \cdot 1.05 / (275) = 6982\text{ mm}^3$

Mensola con carico concentrato all'estremo.

Materiale: S275  
Modulo di elasticità (E): 206000 N / mm<sup>2</sup>  
Peso specifico (j): 7.85e-005 N / mm<sup>3</sup>  
Tensione di snervamento (sy): 275 N / mm<sup>2</sup>  
Tensione di rottura (st): 430 N / mm<sup>2</sup>

Profilo: RHS-50x50x4  
Area (A): 694.796 mm<sup>2</sup>  
Momento di inerzia (J): 241348 mm<sup>4</sup>  
Modulo di resistenza elastico (W): 9653.92 mm<sup>3</sup>  
Modulo di resistenza plastico(Wpl): 11728.9 mm<sup>3</sup>  
Peso unitario (g): 0.0545415 N / mm  
Superficie esterna unitaria (U): 186.265 mm<sup>2</sup> / mm

Luce (L): 1250 mm  
Carico concentrato (P): 2400 N

Peso elemento strutturale: 68.1769 N

Il momento plastico risulta ampiamente superiore al valore richiesto pertanto il profilo risulta verificato.

## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI



Collegamento tipo:

## Ancorante

Sistema	fischer Ancorante a espansione FAZ II
Ancorante	Ancorante a espansione FAZ II 10/10, Acciaio zincato
Profondità di ancoraggio	40 mm
Dati di progetto	Progettazione dell'ancorante in Calcestruzzo secondo Valutazione Tecnica Europea ETA-05/0069, Opzione 1, Emesso 24/04/2020

**Azioni**

Aggiungere

Rimuovere	#	Tipo di carico	Tipo di carico	N	Vx	Vy	Mx	My	Mz			
Rimuovere	1	Statico	Carico di progetto	-0.4 kN	0 kN	18 kN	0 kNm	0 kNm	0 kNm	0.0 %	96.2 % 	0.0 % 



FA7 II

M10

FAZ II 10/10

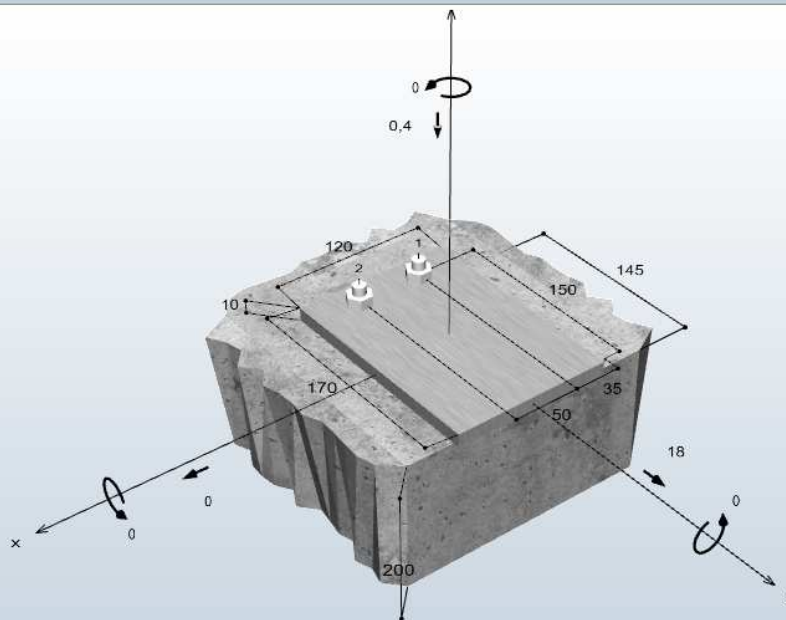
● Ottimizzazione della profondità di ancoraggio

☐ Profondità di ancoraggio fissata

40 mm

Profondità di ancoraggio ottimizzata: 40 mm

Valore di progetto delle azioni (sono inclusi i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni)



## Metodo di progettazione

Metodo di progettazione EN 1992-4:2017: Ancoranti meccanici

## Materiali di base

C20/25, EN 206

### Condizioni calcestruzzo

Non fessurato, Foro asciutto

## Armatura

Armatura normale o senza armatura. Senza armatura di bordo

## Metodo di foratura

## Rotopercussione

### Tipo di installazione

### Installazione passante

Spazio anulare tra foro della piastra e barra

Spazio anulare tra foro della piastra e barra non riempito

### Tipo di carico

## Statico

Distanziato

Nessuna flessione

### Dimensioni piastra di ancoraggio

120 mm x 170 mm x 10 mm

### Tipo di profilo

Nessuno

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****Carichi di progetto \*)**

#	N <sub>Ed</sub> kN	V <sub>Ed,x</sub> kN	V <sub>Ed,y</sub> kN	M <sub>Ed,x</sub> kNm	M <sub>Ed,y</sub> kNm	M <sub>T,Ed</sub> kNm	Tipo di carico
1	-0,40	0,00	18,00	0,00	0,00	0,00	Statico

\*) I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sono inclusi.

**Forze risultanti sull'ancoraggio**

Ancorante n°	Forza di trazione kN	Forza di taglio kN	Forza di taglio x kN	Forza di taglio y kN
1	0,00	9,00	0,00	9,00
2	0,00	9,00	0,00	9,00

**Resistenza a taglio**

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo $\beta_V$ %
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	9,00	17,12	52,6
Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	18,00	30,56	58,9
Rottura del bordo di calcestruzzo	18,00	18,71	<b>96,2</b>

**Resistenza alla combinazione di trazione e taglio**

$\beta_V = \beta_{V,c1} = 0,96 \leq 1$		Verifica soddisfatta
--	---	----------------------





## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

## 7 R.1.1- RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

In allegato si riportano alcune considerazioni della Relazione Geologico Geotecnica redatta dal Dott. Geologo Oberdan Drappelli. Per la realizzazione e la stesura della relazione si è fatto riferimento alle prove effettuate dal Dott. Geolo. Sforza Simone per il progetto di ampliamento della scuola realizzato tra il 2012 e il 2015. Le prove consistono in una prova penetrometrica dinamica (DPSH 1), un sondaggio a distruzione (S1), un rilievo piezometrico.

Le indagini eseguite hanno permesso di ricostruire con sufficiente precisione il modello geologico dell'area entro il volume significativo, caratterizzando cinque livelli litologici distinti:

1. Terreno vegetale e di riporto – bassissimo grado di addensamento, spessore massimo di c.ca 1,40 metri.
2. Sabbie limose debolmente ghiaiose – stato addensato, base fino a 2,40 metri da piano campagna.
3. Ghiaie sabbiose e sabbie ghiaiose – base fino a profondità massima di 4 metri da piano campagna.
4. Sabbie limose – stato poco compressibile, base fino a 5,60 metri da piano campagna.
5. Argille limose del Basamento villafranchiano – depositi fluvio-lacustri.

Nell'area in esame, al momento del rilievo si è collocata la falda freatica a una profondità di c.ca 2,5 metri da piano campagna.

Il valore di Vs30 viene di seguito calcolato attraverso una serie di prove:

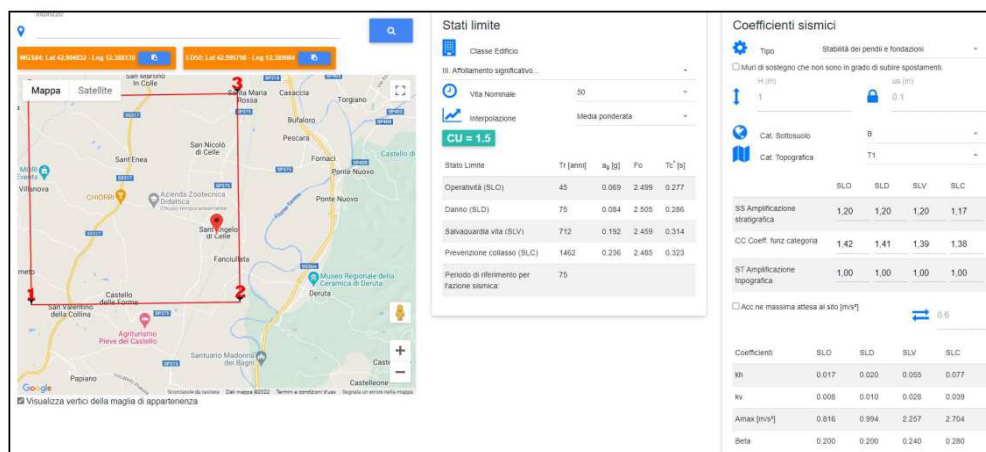
- 1 prova sismica HVSR;
- 1 prova sismica HVSR /MASW;

Il valore di Vs30 calcolato risulta: Vs30 = 493 m/s e quindi la Categoria di suolo è B.

La liquefazione non è un fenomeno atteso per il sito indagato.

L'area può essere classificata nella categoria T1 (Coeff. Di amplificazione legati alle condizioni topografiche del sito)

Parametri sismici CLASSE D'USO III



I lavori a progetto di non prevedono interventi in fondazione e comportano una riduzione dei carichi.



**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****8 R.1.8 – PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE**

La manutenzione di un immobile e delle sue pertinenze ha l'obiettivo di garantirne l'utilizzo, di mantenerne il valore patrimoniale e di preservarne le prestazioni nel ciclo di vita utile, favorendo l'adeguamento tecnico e normativo. I manuali d'uso, e di manutenzione rappresentano gli strumenti con cui l'utente si rapporta con l'immobile: direttamente utilizzandolo evitando comportamenti anomali che possano danneggiarne o comprometterne la durabilità e le caratteristiche; attraverso i manutentori che utilizzeranno così metodologie più confacenti ad una gestione che coniughi economicità e durabilità del bene. A tal fine, i manuali definiscono le procedure di raccolta e di registrazione dell'informazione nonché le azioni necessarie per impostare il piano di manutenzione e per organizzare in modo efficiente, sia sul piano tecnico che su quello economico, il servizio di manutenzione. Il manuale d'uso mette a punto una metodica di ispezione dei manufatti che individua sulla base dei requisiti fissati dal progettista in fase di redazione del progetto, la serie di guasti che possono influenzare la durabilità del bene e per i quali, un intervento manutentivo potrebbe rappresentare allungamento della vita utile e mantenimento del valore patrimoniale. Il manuale di manutenzione invece rappresenta lo strumento con cui l'esperto si rapporta con il bene in fase di gestione di un contratto di manutenzione programmata. Il "programma infine è lo strumento con cui, chi ha il compito di gestire il bene, riesce a programmare le attività in riferimento alla previsione del complesso di interventi inerenti la manutenzione di cui si presumono la frequenza, gli indici di costo orientativi e le strategie di attuazione nel medio e nel lungo periodo. Il piano di manutenzione è organizzato in manuale d'uso, manuale di manutenzione e programma di manutenzione individuati dall'art. 40 del regolamento LLPP. Tali strumenti devono consentire di raggiungere, in accordo con quanto previsti dalla norma "UNI 10874 Criteri di stesura dei manuali d'uso e di manutenzione" almeno i seguenti obiettivi, raggruppati in base alla loro natura:

**1) Obiettivi tecnico - funzionali:**

- istituire un sistema di raccolta delle "informazioni di base" e di aggiornamento con le "informazioni di ritorno" a seguito degli interventi, che consenta, attraverso l'implementazione e il costante aggiornamento del "sistema informativo", di conoscere e mantenere correttamente l'immobile e le sue parti;

- a) consentire l'individuazione delle strategie di manutenzione più adeguate in relazione alle caratteristiche del bene immobile ed alla più generale politica di gestione del patrimonio immobiliare;
- b) istruire gli operatori tecnici sugli interventi di ispezione e manutenzione da eseguire, favorendo la corretta ed efficiente esecuzione degli interventi;
- c) istruire gli utenti sul corretto uso dell'immobile e delle sue parti, su eventuali interventi di piccola manutenzione che possono eseguire direttamente; sulla corretta interpretazione degli indicatori di uno stato di guasto o di malfunzionamento e sulle procedure per la sua segnalazione alle competenti strutture di manutenzione;
- d) definire le istruzioni e le procedure per controllare la qualità del servizio di manutenzione.

**2) Obiettivi economici:**

- a) ottimizzare l'utilizzo del bene immobile e prolungarne il ciclo di vita con l'effettuazione d'interventi manutentivi mirati;
- b) conseguire il risparmio di gestione sia con il contenimento dei consumi energetici o di altra natura, sia con la riduzione dei guasti e del tempo di non utilizzazione del bene immobile;
- c) consentire la pianificazione e l'organizzazione più efficiente ed economica del servizio di manutenzione.

<b>Dati identificativi cantiere</b>	
<b>Denominazione</b>	MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE
<b>Destinazione d'uso prevalente</b>	Edificio ad uso SCOLASTICO.
<b>Ubicazione</b>	VIA DANTE ALIGHIERI SANT'ANGELO DI CELLE (COMUNE DI DERUTA-PG)
<b>Proprieta'</b>	COMUNE DI DERUTA
<b>Progettista Architettonico</b>	Dott. Ing. Daniele Cangini, Dott. Arch. Samuele Carroli
<b>Progettista Strutturale</b>	Dott. Ing. Daniele Cangini


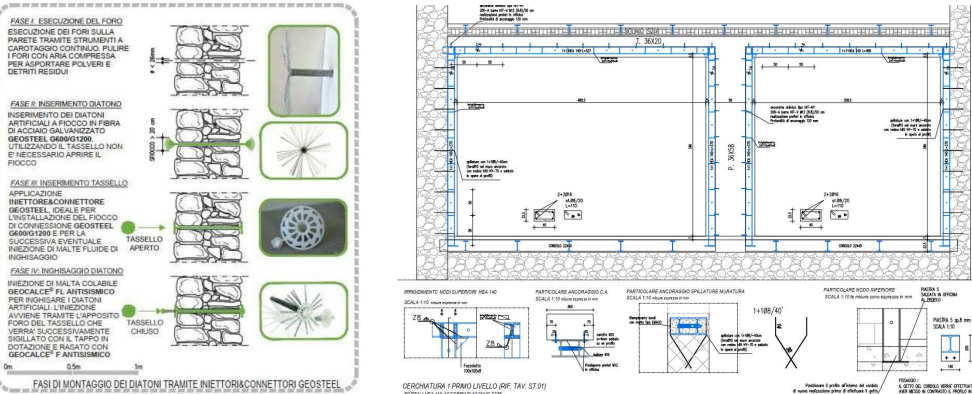


COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

### 8.1 MANUALE D'USO

UNITA' TECNOLOGICHE	
1)	Interventi sulle pareti
Pianta interventi sulle pareti	
Particolare interventi	

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

<b>1-Interventi sulle pareti</b>	
<b>ELEMENTO TECNICO</b>	<b>a- Ristilatura dei giunti</b>
<b>Descrizione</b>	<p>L'intervento è previsto nell'ipotesi di erosione del giunto con perdita della funzione legante superficiale della malta legante originaria ed in presenza di materiale lapideo murario originario in buono stato di conservazione. L'intervento di ripristino e consolidamento è di tipo esclusivamente superficiale.</p> <p>Collocazione all'interno del fabbricato: Vedi tavole disegni esecutivi</p>
<b>Modalità d'uso corretto</b>	Le pareti e i giunti di malta non devono essere manomessi in alcun modo
<b>ELEMENTO TECNICO</b>	<b>b- Interventi di consolidamento sostitutivo locale (cuci scuci)</b>
<b>Descrizione</b>	<p>L'intervento di consolidamento sostitutivo locale, denominato "scuci e cuci", consiste in una demolizione locale di parti di tessitura muraria e successiva ricostruzione. E' un'operazione delicata da eseguire con la massima cautela evitando colpi e vibrazioni durante la fase di demolizione e provvedendo alle eventuali opere di presidio.</p> <p>Lavorazioni esecutive per intervento di scuci e cuci</p> <ul style="list-style-type: none"><li>• Operare la rimozione (scucitura) della parte di muratura (pietrame e/o laterizi) localmente degradata e/o lesionata, ivi compresa la malta di allettamento originaria e tutto quanto possa compromettere le successive lavorazioni, utilizzando mezzi esclusivamente manuali senza l'utilizzo di utensili meccanici.</li><li>• Procedere al lavaggio del paramento murario con utilizzo di acqua spruzzata a bassa pressione.</li><li>• Ricostruzione (cucitura) dei conci murari precedentemente rimossi e sostituzione (ricostruzione) degli stessi utilizzando mattoni pieni allettati con malta di caratteristiche fisicomeccaniche simili alla preesistente, realizzata con un legante esente da cemento a base di eco pozzolana e inerti selezionati. Il legante dovrà essere esente da sali idrosolubili. I mattoni pieni saranno ammorsati (da entrambi i lati) alla vecchia muratura, avendo cura di lasciare tra la muratura nuova e la vecchia, lo spazio per l'inserimento forzato di appositi cunei.</li></ul> <p>L'operazione viene eseguita partendo dal basso e procedendo verso l'alto.</p> <p>Collocazione all'interno del fabbricato: Vedi tavole disegni esecutivi</p> <p>MATTONI: Mattoni Pieni UNI, fbk min = 5 N/mm<sup>2</sup> (50 kg/cm<sup>2</sup>), f'bk min = 1,5 N/mm<sup>2</sup> (15 kg/cm<sup>2</sup>)</p> <p>MALTA: Malta Cementizia M10 a composizione garantita secondo la UNI EN 1015-11:2007</p>
<b>Modalità d'uso corretto</b>	Le pareti e i giunti di malta non devono essere manomessi in alcun modo



## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

<b>ELEMENTO TECNICO</b>	
<b>Descrizione</b>	<b>c- Raddoppio pareti</b> L'intervento di consolidamento prevede il raddoppio di alcune pareti dello spessore di 15 cm e il consolidamento della fondazione del muro da raddoppiare. Le pareti saranno collegate con spinotti in acciaio e resina e posizionando ogni due corsi di malta un traliccio tipo Murfor. L'operazione viene eseguita partendo dal basso e procedendo verso l'alto. Collocazione all'interno del fabbricato: Vedi tavole disegni esecutivi Calcestruzzo: C25/30 Barre d'armatura: B450/C MATTONI: Mattoni Pieni UNI, fbk min = 5 N/mm <sup>2</sup> (50 kg/cm <sup>2</sup> ), f'bk min = 1,5 N/mm <sup>2</sup> (15 kg/cm <sup>2</sup> ) MALTA: Malta Cementizia M10 a composizione garantita secondo la UNI EN 1015-11:2007 Ancoranti: Vedi tavole disegni esecutivi
<b>Modalità d'uso corretto</b>	Le pareti e i giunti di malta non devono essere manomessi in alcun modo
<b>ELEMENTO TECNICO</b>	
<b>Descrizione</b>	<b>d- Realizzazione nuove pareti</b> L'intervento prevede la realizzazione di pareti in mattoni pieni a due teste compreso i cordoli di interpiano, il cordolo di fondazione, l'ammorsamento con le pareti trasversali. Le pareti saranno realizzate con spinotti in acciaio e resina e posizionando ogni due corsi di malta un traliccio tipo Murfor. L'operazione viene eseguita partendo dal basso e procedendo verso l'alto. Collocazione all'interno del fabbricato: Vedi tavole disegni esecutivi Calcestruzzo: C25/30 Barre d'armatura: B450/C MATTONI: Mattoni Pieni UNI, fbk min = 5 N/mm <sup>2</sup> (50 kg/cm <sup>2</sup> ), f'bk min = 1,5 N/mm <sup>2</sup> (15 kg/cm <sup>2</sup> ) MALTA: Malta Cementizia M10 a composizione garantita secondo la UNI EN 1015-11:2007 Ancoranti: Vedi tavole disegni esecutivi
<b>Modalità d'uso corretto</b>	Le pareti e i giunti di malta non devono essere manomessi in alcun modo
<b>ELEMENTO TECNICO</b>	
<b>Descrizione</b>	<b>e- Cerchiatura metallica con profili accoppiati</b> Cerchiatura da realizzarsi con profili accoppiati in acciaio S275 irrigiditi con piastre da 8 mm sagomate in acciaio S275 e saldate con elettrodi E44 classe 4 B. La cerchiatura è connessa alle pareti mediante spillature realizzate con barre ad aderenza migliorata saldate alle ali dei profili e ancorate ai muri con resina epossidica. Collocazione all'interno del fabbricato: Vedi tavole disegni esecutivi Acciaio: S275 Barre d'armatura: B450/C Ancoranti: Vedi tavole disegni esecutivi
<b>Modalità d'uso corretto</b>	I profili non devono essere manomessi in alcun modo. Le connessioni non devono essere manomesse in alcun modo pena possibili movimenti del solaio sovrastante e fessurazioni nella muratura. E' vietata l'apertura di fori per il passaggio di impianti o canalizzazioni.



## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

ELEMENTO TECNICO	<i>f- Rinforzo maschi murari con diatoni artificiali e iniezioni</i>
<b>Descrizione</b>	<p>Rinforzo di maschi murari, mediante inserimento di 4 diatoni artificiali a mq di superficie trattata realizzati con tessuto unidirezionale in fibra di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza, formato da micro-trefoli di acciaio prodotti secondo norma ISO 16120-1/4 2017 fissati su una microrete in fibra di vetro, ricavato da una larghezza di 10 cm di tessuto – tipo GEOSTEEL G600 di Kerakoll Spa</p> <p>L'intervento si svolge nelle seguenti fasi:</p> <p>a) realizzazione del foro d'ingresso, avente dimensione (diametro e profondità) idonea alla natura del successivo connettore, e successiva rimozione della malta nell'area adiacente al foro realizzato;</p> <p>b) confezionamento del connettore metallico mediante taglio, "sfiochettatura", e arrotolamento finale del tessuto in fibra d'acciaio galvanizzato, con bloccaggio dello stesso mediante fascetta plastica;</p> <p>c) inserimento del connettore all'interno del foro (numero, profondità di ancoraggio, interassi a cura di tecnico abilitato);</p> <p>d) inserire l'iniettore in polipropilene e fibra di vetro nel diatono in fibra d'acciaio in modo da piegare di 90° la parte terminale del fiocco;</p> <p>e) collaborazione del connettore mediante iniezione a bassa pressione di geomalta® ad altissima igroscopicità e traspirabilità, iperfluida, ad elevata ritenzione d'acqua a base di pura calce naturale NHL 3.5 e Geolegante® minerale, intervallo granulometrico 0-100 µm, GreenBuilding Rating® Bio 5, provvista di marcatura CE – tipo GEOCALCE® FL ANTISISMICO di Kerakoll Spa –</p> <p>f) fissaggio dei trefoli "sfiochettati", con celatura dell'intero connettore, e contestuale stilatura dei giunti mediante geomalta® ad altissima igroscopicità e traspirabilità a base di pura calce idraulica naturale NHL 3.5 e Geolegante® minerale, inerti di sabbia silicea e calcare dolomitico in curva granulometrica 0-1,4 mm, GreenBuilding Rating® Bio 5 – tipo GEOCALCE® F ANTISISMICO di Kerakoll Spa –</p> <p>È compresa la fornitura e posa in opera di tutti i materiali sopra descritti. Poiché i diatoni sono passanti/non passanti*, per ogni connettore vanno conteggiati n°1/n°2* iniettori. Deve essere garantito il completo riempimento del foro per cui si prevede l'esecuzione di campi prova per valutare l'eventuale necessità di successivi riempimenti.</p> <p>Vedi tavole disegni esecutivi</p>
<b>Modalità d'uso corretto</b>	I rinforzi non devono essere non devono essere manomessi in alcun modo. Le connessioni non devono essere manomesse in alcun modo pena possibili movimenti del solaio sovrastante e fessurazioni nella muratura. E' vietata l'apertura di fori per il passaggio di impianti o canalizzazioni.

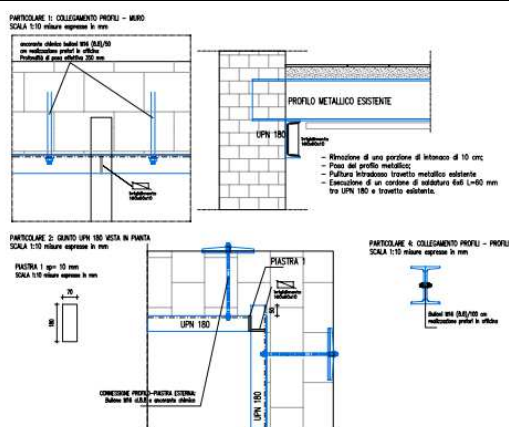
UNITA' TECNOLOGICHE	
2)	<i>Interventi di incatenamento</i>
<b>Pianta interventi di incatenamento</b>	





## R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

## Particolare intervento



## 2- Interventi di incatenamento

## ELEMENTO TECNICO

## a- Cerchiatura metallica

## Descrizione

Cerchiatura da realizzarsi con profili in acciaio S275 irrigiditi con piastre da 8 mm sagomate in acciaio S275 e saldate con elettrodi E44 classe 4 B. La cerchiatura è connessa alle pareti mediante spillature realizzate con barre ad aderenza migliorata saldate alle ali dei profili e ancorate ai muri con resina epossidica.

Collocazione all'interno del fabbricato:  
Vedi tavole disegni esecutivi

Acciaio:  
S275

Barre d'armatura:  
B450/C

Ancoranti: Vedi tavole disegni esecutivi

## Modalità d'uso corretto

I profili non devono essere manomessi in alcun modo. Le connessioni non devono essere manomesse in alcun modo pena possibili movimenti del solaio sovrastante e fessurazioni nella muratura. E' vietata l'apertura di fori per il passaggio di impianti o canalizzazioni.

## ELEMENTO TECNICO

## b- Nuovo solaio di sottotetto

## Descrizione

Il solaio di sottotetto, accessibile per sola manutenzione, è realizzato con travi in legno lamellare 14x20 passo 120 e doppio tavolato incrociato 3+3. Il solaio è chiuso sul perimetro da una cerchiatura metallica realizzata con un profilo pressopiegato a C.

Collocazione all'interno del fabbricato: Vedi tavole disegni esecutivi

Acciaio profili, Piastre: S275

Travetti in LL: GL30 h UNIEN 14080:2013

Tavolato in legno: Abete-Legno conifera C24 - UNI EN 338

Ancoranti: Vedi tavole disegni esecutivi

## Modalità d'uso corretto

Le pareti e le piastre non devono essere manomessi in alcun modo  
Il solaio e i cordoli non devono essere manomessi in nessun modo, pena la stabilità dell'opera stessa. È necessario non disporre carichi superiori alla portata di progetto pari

G1 - Carichi strutturali solaio	0.50 KN/m <sup>2</sup>
G2 - Carichi portati non strutturali solaio	0.40 KN/m <sup>2</sup>
Q1 - Sovraccarico accidentale (Cat. H1)	0.50 KN/m <sup>2</sup>





COMUNE DI DERUTA

MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELLA SCUOLA PRIMARIA, UBICATO IN VIA DANTE ALIGHIERI, FRAZIONE SANT'ANGELO DI CELLE.  
CUP: B59F18000590002

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

UNITA' TECNOLOGICHE	
3)	<i>Nuova Copertura in Legno Lamellare</i>
<b>Pianta interventi di incatenamento</b>	<p>NUOVA COPERTURA IN LEGNO - SCALA 1:50</p> <p>LEGENDA:</p> <ul style="list-style-type: none"><li>TRAVI IN LEGNO</li><li>CORDOLI IN C.A. NUOVA REALIZZAZIONE</li><li>LINEA DI COLLIERO</li></ul> <p>3-A SOLAIO COPERTURA NUOVA REALIZZAZIONE Scala 1:25</p> <ol style="list-style-type: none"><li>Travetti in Legno Lamellare;</li><li>Travetti ligni sp. 3 cm;</li><li>Placchetto isolante in lana di roccia sp.12 cm;</li><li>Intonaco al Sigmo/Impermeabilizzazione;</li><li>Manto Copertura in Coppi;</li></ol>

**3- Nuova Copertura in Legno Lamellare**

ELEMENTO TECNICO	<i>a- Nuova Copertura in Legno Lamellare</i>								
<b>Descrizione</b>	<p>La copertura è realizzata in legno lamellare con travi 16x20 a collegate con scarpette metalliche ai nuovi cordoli di sommità, e finita con un tavolato da 2.5 cm collegato sul muro ad un morale che è solidale al nuovo cordolo in carpenteria che trattiene il cornicione.</p> <p>Collocazione all'interno del fabbricato: Vedi tavole disegni esecutivi</p> <p>Acciaio: S275</p> <p>Barre d'armatura: Acciaio inox B450/C</p> <p>Travi in LL: GL30 h UNIEN 14080:2013</p> <p>Tavolato in legno: Abete-Legno conifera C24 - UNI EN 338</p> <p>Ancoranti: Vedi tavole disegni esecutivi</p>								
<b>Modalità d'uso corretto</b>	<p>La copertura non dev'essere manomessa in alcun modo, pena la stabilità dell'opera stessa. Non salire sulla copertura se privi di sistemi di sicurezza.</p> <p>È necessario non disporre carichi superiori alla portata di progetto pari</p> <table border="1" data-bbox="459 1697 1430 1814"><tr><td><b>G1 – Carichi strutturali solaio</b></td><td><b>0.30 KN/m2</b></td></tr><tr><td><b>G2 – Carichi portati non strutturali solaio</b></td><td><b>0.90 KN/m2</b></td></tr><tr><td><b>Q1 – Sovraccarico accidentale neve</b></td><td><b>1.00 KN/m2</b></td></tr><tr><td><b>Q2 – Sovraccarico accidentale vento</b></td><td><b>0.18 KN/m2</b></td></tr></table>	<b>G1 – Carichi strutturali solaio</b>	<b>0.30 KN/m2</b>	<b>G2 – Carichi portati non strutturali solaio</b>	<b>0.90 KN/m2</b>	<b>Q1 – Sovraccarico accidentale neve</b>	<b>1.00 KN/m2</b>	<b>Q2 – Sovraccarico accidentale vento</b>	<b>0.18 KN/m2</b>
<b>G1 – Carichi strutturali solaio</b>	<b>0.30 KN/m2</b>								
<b>G2 – Carichi portati non strutturali solaio</b>	<b>0.90 KN/m2</b>								
<b>Q1 – Sovraccarico accidentale neve</b>	<b>1.00 KN/m2</b>								
<b>Q2 – Sovraccarico accidentale vento</b>	<b>0.18 KN/m2</b>								

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI****8.2 MANUALE DI MANUTENZIONE E PROGRAMMA DI MANUTENZIONE**

<b>UNITA' TECNOLOGICHE</b>	<b>MODALITA'</b>	<b>INTERVENTI DI MANUTENZIONE</b>	<b>PERIODICITA'</b>
<b>Profili metallici di rafforzamento, cerchiatura metallica, piastre e tiranti</b>	<p>Ispezionare i manufatti e controllare:</p> <ul style="list-style-type: none"><li>- eventuale formazione di bolle o screpolature dello strato protettivo con pericolo di corrosione;</li><li>- presenza di deformazioni eccessive in campata;</li></ul> <p>L'esito di ogni ispezione deve formare oggetto di uno specifico rapporto da conservare insieme alla relativa documentazione tecnica. A conclusione di ogni ispezione, inoltre, il tecnico incaricato deve, se necessario, indicare gli eventuali interventi a carattere manutentorio da eseguire ed esprimere un giudizio riassuntivo sullo stato d'opera.</p>	<ul style="list-style-type: none"><li>- Interventi effettuati da personale specializzato</li><li>- Applicazione di prodotti antiruggine e ripristino dello strato protettivo.</li></ul>	<p>CADENZA ANNUALE nel caso di lesioni negli intonaci e nei solai</p>

**R.02.B- RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI**

<b>UNITA' TECNOLOGICHE</b>	<b>MODALITA'</b>	<b>INTERVENTI DI MANUTENZIONE</b>	<b>PERIODICITA'</b>
<b>Copertura in legno</b>	<p>Ispezionare i manufatti e controllare:</p> <ul style="list-style-type: none"><li>- eventuali fenomeni di deterioramento e di degrado dei materiali (quali formazione di carie, funghi, o attacco di insetti);</li><li>- eventuali fenomeni di dissesto delle strutture dovuti a cedimenti differenziali;</li><li>- presenza di un quadro fessurativo sulle travi principali e secondarie in legno;</li><li>- presenza di un quadro fessurativo sul controsoffitto</li><li>- presenza di avvallamenti della superficie di calpestio;</li><li>- presenza di eccesso di vibrazioni o emissioni sonore delle strutture sotto carico;</li><li>- presenza di eventuali infiltrazioni della copertura.</li></ul> <p>L'esito di ogni ispezione deve formare oggetto di uno specifico rapporto da conservare insieme alla relativa documentazione tecnica. A conclusione di ogni ispezione, inoltre, il tecnico incaricato deve, se necessario, indicare gli eventuali interventi a carattere manutentorio da eseguire ed esprimere un giudizio riassuntivo sullo stato d'opera.</p>	<ul style="list-style-type: none"><li>- consultare la ditta fornitrice delle opere in legno o ditta specializzata per interventi di ripristino o sostituzione di parti ammalorate;</li><li>- consultare tecnico abilitato in caso di quadro fessurativo in rapida evoluzione o interventi che vadano a variare dimensioni strutturali o carichi applicati.</li><li>- consultare tecnico specializzato nella valutazione di marcescenze o degradi del legno</li></ul>	<b>CADENZA ANNUALE</b>