



comune  
**Carsoli**



regione  
**Abruzzo**

provincia  
**L'Aquila**



## PROGETTO ESECUTIVO

# PROGETTO PER L'ADEGUAMENTO STRUTTURALE DELL'EDIFICIO SEDE DEL MUNICIPIO DI CARSOLI (AQ)

localizzazione

**CARSOLI,  
P.zza della Libertà, n°1  
Fg. 69 - Part.IIIa 16**

data

**Ottobre 2015**

tavola

**R4\_STR**

scale

-

descrizione

elaborato

**Relazione di Calcolo delle Strutture**

committente

**COMUNE DI CARSOLI  
P.zza della Libertà n°1  
67061 - CARSOLI (AQ)**

Revisione elaborato:

data



Studio Tecnico Associato Progetto Integrato, Via Silvio Spaventa n°10, SULMONA (AQ)  
tel.0864-51619 - fax. 0864-950372 - email: studiotecnico@progettointegrato.it - www.progettointegrato.it

**Ing. Massimo Gerosolimo Porziella**



**COMUNE DI CARSOLI**  
PROVINCIA DI L'AQUILA

**ADEGUAMENTO STRUTTURALE DELL'EDIFICIO SEDE DEL  
MUNICIPIO DI CARSOLI (AQ)**

-Progetto Esecutivo-

<b>Relazione di calcolo delle strutture</b>
---

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>6</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVE E LINEE GUIDA DI RIFERIMENTO</b>	<b>6</b>
2.1	NORMATIVE NAZIONALI	6
2.2	NORMATIVE INTERNAZIONALI	6
2.3	LINEE GUIDA ED ISTRUZIONI CNR	6
2.4	ULTERIORE DOCUMENTAZIONE E NORMATIVE CONSULTATE	7
<b>3</b>	<b>STRUTTURE ESISTENTI</b>	<b>8</b>
3.1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'EDIFICIO	8
3.2	CAMPAGNA DI INDAGINI, LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA	11
3.3	CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE MURATURE	12
3.3.1	<i>CARATTERISTICHE MECCANICHE MEDIE DELLE MURATURE NELLO STATO DI FATTO</i>	12
3.3.2	<i>CARATTERISTICHE MECCANICHE MEDIE DELLE MURATURE DOPO CONSOLIDAMENTO CON INIEZIONI DI MISCELE LEGANTI</i>	14
3.3.3	<i>CARATTERISTICHE MECCANICHE DI CALCOLO DELLE MURATURE</i>	14
3.4	CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE STRUTTURE IN C.A.	15
3.4.1	<i>CARATTERISTICHE MECCANICHE MEDIE DEI MATERIALI COSTITUENTI LE STRUTTURE IN C.A.</i>	15
3.4.2	<i>CARATTERISTICHE MECCANICHE DI CALCOLO DEI MATERIALI DELLE STRUTTURE IN C.A.</i>	16
<b>4</b>	<b>INTERVENTI DI PROGETTO</b>	<b>17</b>
4.1	UBICAZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO	17
4.2	INTERVENTI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE	20
4.3	INTERVENTI SULLE STRUTTURE DI ELEVAZIONE	21
4.3.1	<i>CHIUSURA NICCHIE</i>	21
4.3.2	<i>INTERVENTI PER INCREMENTARE LA RESISTENZA DELLE MURATURE PORTANTI</i>	22
4.3.3	<i>CONSOLIDAMENTO LOCALIZZATO DEGLI ARCHITRAVE E DELLE FASCE DI PIANO</i>	26
4.3.4	<i>INTERVENTI SULLE TRAVI IN C.A.</i>	29
4.4	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI PER GLI INTERVENTI DI PROGETTO	31
<b>5</b>	<b>METODI DI ANALISI E VERIFICA</b>	<b>34</b>
5.1	CRITERI GENERALI	34
5.2	CARICHI E SOVRACCARICHI	35
5.2.1	<i>ANALISI DI CARICO DEI SOLAI</i>	35
5.2.2	<i>SOVRACCARICHI VARIABILI</i>	37
5.2.3	<i>SOVRACCARICO NEVE</i>	38
5.2.4	<i>AZIONE SISMICA</i>	38
5.2.5	<i>MASSE SISMICHE</i>	42
5.3	COMBINAZIONI DI CARICO	42
5.3.1	<i>COMBINAZIONI DI CARICO STATICHE AGLI SLU</i>	42
5.3.2	<i>COMBINAZIONI DI CARICO SISMICHE AGLI SLV</i>	43
<b>6</b>	<b>RISULTATI DELLE VERIFICHE</b>	<b>44</b>
6.1	VERIFICHE SLU/SLV DEI MASCHI MURARI	44
6.2	VERIFICHE SLU/SLV DELLE FASCE DI PIANO	46
6.3	VERIFICHE SLU/SLV DELLE TRAVI DI PIANO IN C.A.	48
6.3.1	<i>SOLLECITAZIONI DI PROGETTO</i>	48
6.3.2	<i>VERIFICHE SLU/SLV DELLE TRAVI DI PIANO</i>	50
6.4	VERIFICHE SLU/SLV DELLE TRAVI DI COPERTURA IN C.A.	56
6.4.1	<i>SOLLECITAZIONI DI PROGETTO</i>	56
6.4.2	<i>VERIFICHE SLU/SLV DELLE TRAVI DI COPERTURA</i>	56
<b>7</b>	<b>DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO</b>	<b>59</b>



7.1	CONSOLIDAMENTO DEI MASCHI MURARI MEDIANTE APPLICAZIONE DI FASCE DI TESSUTO IN FIBRA DI ACCIAIO AD ALTA RESISTENZA	59
7.2	CONSOLIDAMENTO DELLE FASCE DI PIANO IN MURATURA MEDIANTE INSERIMENTO DI PUTRELLE O PIATTI METALLICI SULLE APERTURE	60
7.3	CONSOLIDAMENTO A TAGLIO DELLE TRAVI DI PIANO IN C.A. MEDIANTE PROFILATI METALLICI	62
7.4	CONSOLIDAMENTO A TAGLIO DELLE TRAVI DI PIANO IN C.A. MEDIANTE FASCIATURA CON TESSUTI IN FIBRA DI ACCIAIO	64
<b>8</b>	<b>CONCLUSIONI</b>	<b>67</b>

## INDICE DELLE FIGURE

Figura 3-1: Sede Comunale, vista del prospetto principale	8
Figura 3-2: Edificio Comunale – Vista prospetto principale.	9
Figura 3-3: Stralcio del progetto originale dell'Edificio Comunale.	10
Figura 4-1: Legenda degli interventi strutturali.	18
Figura 4-2: Pianta interventi Piano Seminterrato e Primo Impalcato (calpestio piano terra).	18
Figura 4-3: Pianta interventi Piano Rialzato e Secondo Impalcato (calpestio piano primo).	19
Figura 4-4: Pianta interventi Piano Primo e Terzo Impalcato (solaio di sottotetto).	19
Figura 4-5: Intervento di ringrosso fondazione mediante cordoli in c.a.	20
Figura 4-6: intervento tipologico di “chiusura nicchie”	21
Figura 4-7: intervento di consolidamento delle murature con iniezioni di malta.	22
Figura 4-8: pianta rinforzo a taglio e flessione con tessuti in fibra di acciaio su muratura, sez. d'angelo e interna	23
Figura 4-9: rinforzo a flessione e a taglio con tessuto in fibra di acciaio: sez.A-A d'angolo	24
Figura 4-10: rinforzo a flessione e a taglio con tessuto in fibra di acciaio: sez.A-A interna	24
Figura 4-11: rinforzo a flessione e a taglio con tessuto in fibra di acciaio: sez.B-B Interventi per garantire la continuità materica e strutturale dei cantonali	25
Figura 4-12: intervento di “cucitura armata” per la connessione della muratura di controvento con quelle del prospetto e di spina.	26
Figura 4-13: intervento inserimento architrave su apertura	27
Figura 4-14: intervento inserimento architrave su apertura ad arco	27
Figura 4-15: intervento inserimento piattabanda su apertura con architrave in c.a.	28
Figura 4-16: intervento inserimento piattabanda su apertura ad arco con architrave in c.a.	28
Figura 4-17: intervento di rinforzo delle travi in c.a. con inserimento ad intradosso di profilati in acciaio	29
Figura 4-18: intervento di rinforzo a taglio travi in c.a. mediante fasciatura in fibra di acciaio	29
Figura 4-19: particolare intervento di rinforzo a taglio travi in c.a. mediante fasciatura in fibra di acciaio	30
Figura 4-20: intervento di ripristino del copriferro o riprofilatura della sezione	30
Figura 5-1: Modello di calcolo FEM dell'edificio	34
Figura 5-2: Vista satellitare con ubicazione dell'edificio.	39
Figura 5-3: Spettro di risposta SLV di progetto	40
Figura 5-4: Parametri dello spettro di risposta SLV di progetto	41
Figura 6-1: Verifica a pressoflessione nel piano dei setti murari	44
Figura 6-2: Individuazione dei setti murari non verificati a pressoflessione nel piano	45
Figura 6-3: Verifica a pressoflessione fuori dal piano dei setti murari	45
Figura 6-4: Verifica a taglio dei setti murari	46
Figura 6-5: Individuazione dei setti murari non verificati per sollecitazioni taglianti	46
Figura 6-6: Verifica a pressoflessione delle fasce di piano	47
Figura 6-7: Verifica a taglio delle fasce di piano	47
Figura 6-8: Sollecitazione massima Momento flettente Travi 1° Impalcato (M3-3 Comb. 3 SLU)	48
Figura 6-9: Sollecitazione massima Taglio Travi 1° Impalcato (T2 Comb. 3 SLU)	48
Figura 6-10: Sollecitazione massima Momento flettente Travi 2° Impalcato (M3-3 Comb. 3 SLU)	49
Figura 6-11: Sollecitazione massima Taglio Travi 2° Impalcato (T2 Comb. 3 SLU)	49
Figura 6-12: Sollecitazione massima Momento flettente Travi 3° Impalcato (M3-3 Comb. 3 SLU)	50
Figura 6-13: Sollecitazione massima Taglio Travi 3° Impalcato (T2 Comb. 3 SLU)	50
Figura 6-14: Verifiche agli SLU sez. 25x60 cm	51
Figura 6-15: Verifiche agli SLU sez. 32x75 cm	51
Figura 6-16: Verifiche agli SLU sez. 40x70 cm	52
Figura 6-17: Sollecitazione massima Momento flettente Copertura (M3-3 Comb. 3 SLU)	56
Figura 6-18: Sollecitazione massima Taglio Travi Copertura (T2 Comb. 3 SLU)	56
Figura 6-19: Verifiche agli SLU sez. 40x45 cm	57
Figura 7-1: Calcolo della resistenza alla delaminazione del rinforzo	59
Figura 7-2: Momento Resistente ultimo della Fascia di piano rinforzata	61
Figura 7-3: Stato tensionale nella sezione rinforzata (Metodo n)	61
Figura 7-4: Caratteristiche del profilo UPN160.	62
Figura 7-5 Caratteristiche del profilo UPN180.	63

## INDICE DELLE TABELLE

Tabella 3-1: Valori di riferimento dei parametri delle murature secondo Tabella C8A.2.1 Circolare 617/09.	12
Tabella 3-2: Coefficienti correttivi dei parametri meccanici delle murature secondo Tabella C8A.2.2 Circolare 617/09.	13
Tabella 3-3: Caratteristiche meccaniche e fisiche medie delle murature nello stato di fatto.	13
Tabella 3-4: Coefficienti correttivi dei parametri meccanici delle murature in caso di iniezioni leganti, secondo Tabella C8A.2.2 Circolare 617/09.	14
Tabella 3-5: Caratteristiche meccaniche e fisiche medie delle murature nello stato di progetto.	14
Tabella 3-6: Caratteristiche meccaniche di calcolo delle murature nello stato di progetto – Verifiche sismiche.	15
Tabella 3-7: Caratteristiche meccaniche di calcolo delle murature nello stato di progetto – Verifiche statiche.	15
Tabella 3-8: Resistenza media a compressione del conglomerato cementizio.	15
Tabella 3-9: Resistenza media a trazione delle barre di armatura.	15
Tabella 3-10: resistenze di calcolo per i materiali costituenti le strutture in c.a. esistenti.	16
Tabella 5-1: Analisi dei carichi del solaio in laterocemento 12+4 cm.	35
Tabella 5-2: Analisi dei carichi del solaio in soletta piena 17 cm.	35
Tabella 5-3: Analisi dei carichi del solaio in laterocemento 12+4 cm del sottotetto.	36
Tabella 5-4: Analisi dei carichi del solaio in soletta piena 7 cm.	36
Tabella 5-5: Analisi dei carichi del solaio putrelle e tavelloni.	36
Tabella 5-6: Analisi dei carichi del solaio di copertura.	37
Tabella 5-7: Stralcio Tabella 3.1.II del D.M. 14/01/08 con i sovraccarichi variabili di esercizio considerati.	37
Tabella 5-8: Ubicazione del sito e caratteristiche dell'opera in oggetto	39
Tabella 5-9: Parametri di pericolosità sismica	39
Tabella 5-10: Coefficienti di combinazione secondo tabella 2.5.I del D.M. 14/01/08.	42
Tabella 5-11: Coefficienti parziali di sicurezza secondo tabella 2.6.I del D.M. 14/01/2008	43

## **1 PREMESSA**

Facendo seguito ai risultati delle verifiche di vulnerabilità sismica ed alla redazione del progetto definitivo con gli interventi di consolidamento previsti per l'adeguamento statico e sismico dell'edificio, si è proceduto con la redazione del presente progetto esecutivo.

## **2 NORMATIVE E LINEE GUIDA DI RIFERIMENTO**

### **2.1 NORMATIVE NAZIONALI**

- D.M. 14.1.2008: "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.29 del 4 febbraio 2008;
- Circolare 2.2.2009, n.617: "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.1.2008";
- Direttiva P.C.M. del 12.10.2007: "Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n. 24 del 29 gennaio 2008;
- Indirizzi per l'esecuzione degli interventi di cui all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3790 del 17.7.2009 (Riparazione con miglioramento sismico di edifici danneggiati), a cura della Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, Commissario Delegato (Eventi sismici provincia di L'Aquila, 6 aprile 2009).

### **2.2 NORMATIVE INTERNAZIONALI**

Per quanto non diversamente specificato nel D.M.14.1.2008, si intendono coerenti con i principi alla base del Decreto le indicazioni riportate nei seguenti Eurocodici strutturali:

- Eurocodice 0 – Criteri generali di progettazione strutturale:
  - UNI EN 1990:2006
- Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture:
  - UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici
  - UNI EN 1991-1-3:2004 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve
  - UNI EN 1991-1-4:2005 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura:
  - UNI EN 1996-1-1:2006 Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata
  - UNI EN 1996-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
  - UNI EN 1996-2:2006 Parte 2: Considerazioni progettuali, selezione dei materiali ed esecuzione delle murature
  - UNI EN 1996-3:2006 Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata
- Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica:
  - UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
  - UNI EN 1998-3:2005 Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici

### **2.3 LINEE GUIDA ED ISTRUZIONI CNR**

- Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP (approvate il 24/07/09 dal Consiglio Superiore LL. PP.);

- CNR DT 200 r1/2012 "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati";
- CNR DT 201/2005 "Studi preliminari finalizzati alla redazione di Istruzioni per Interventi di Consolidamento Statico di Strutture Lignee mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati".

## **2.4 ULTERIORE DOCUMENTAZIONE E NORMATIVE CONSULTATE**

- Stralcio del progetto anni '30 - Archivio Comunale;
- Arch. Paolo Mori - Relazione Tecnica Illustrativa "Valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio sede Comunale - Campagna di indagini, saggi e prove" ed allegati;
- Dott. Geol. Alessandro Lorè - Relazione Geologica e Geotecnica relativa ad "Indagini geologiche per la verifica sismica degli edifici del Plesso Scolastico";
- Regio Decreto n° 431 del 13/03/1927;
- Regio Decreto n° 640 del 25/03/1935: "Nuovo testo delle norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti.";
- Regio Decreto n° 2229 del 16/11/39: "Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato.";
- Circolare 1472 del 23 maggio 1957: "Armatura delle strutture in cemento armato";
- Carichi: D.M. 16.1.1996: "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.";
- D.M. 16.1.1996: "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";
- Circolare Min. LL.PP. n.65 del 10.4.1997: "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16.1.1996.";

### 3 STRUTTURE ESISTENTI

#### 3.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'EDIFICIO

La Sede Municipale di Carsoli si sviluppa, con pianta rettangolare avente rapporto tra i lati pari a 2, in un piano seminterrato, un piano terra ed un piano primo aventi altezza rispettivamente pari a circa 2,85 m (piano seminterrato), 4,0 m (piano terra) e compresa tra 4,25 e 5,40 m (piano primo), più un piano sottotetto non abitabile. L'edificio è volumetricamente regolare con il vano scala posizionato sul prospetto posteriore dell'edificio in corrispondenza dell'asse di simmetria dell'edificio.

La struttura portante del fabbricato è di tipo misto con maschi in muratura di pietrame e travi e pilastri in c.a. Le strutture portanti in muratura sono costituite da una scatola muraria perimetrale ed una muratura di spina centrale disposta parallelamente al prospetto principale. Sono inoltre presenti alcune murature di controvento, in parte sostituite, in corrispondenza delle diverse elevazioni, da travi di piano emergenti in c.a. I pilastri in c.a. sono stati gettati entro lo spessore dei setti murari utilizzando gli stessi come cassero.

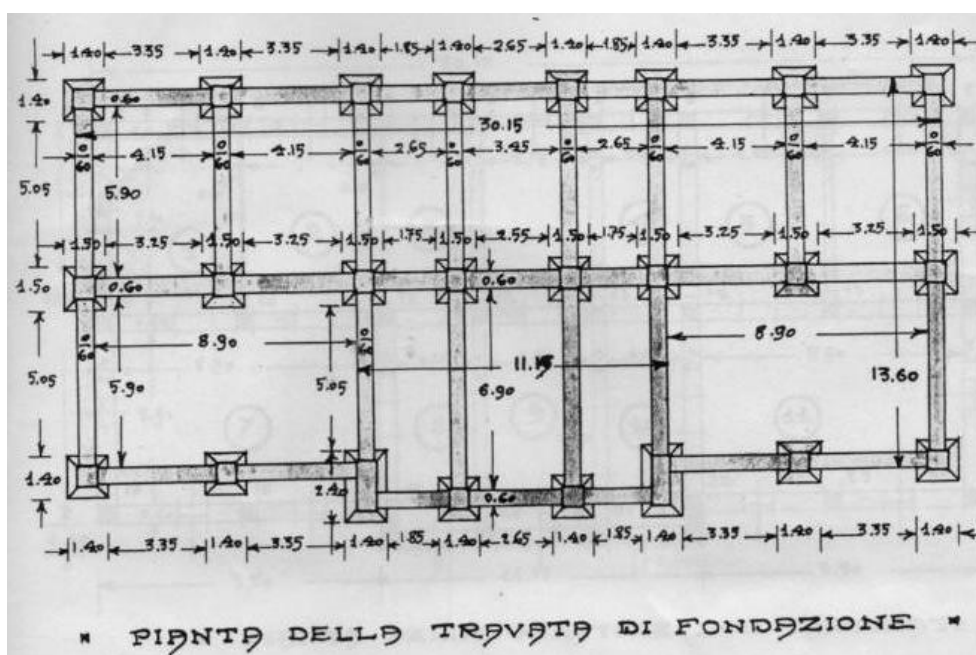
I solai dell'edificio presentano diverse tipologie strutturali: dalla soletta nervata in c.a. a solai laterocementizi e solai con putrelle e tavelloni. Negli anni '80 – '90 la copertura, originariamente in legno è stata demolita e ricostruita con struttura portante in c.a. e solai in laterocemento.



**Figura 3-1:** Sede Comunale, vista del prospetto principale



Figura 3-2: Edificio Comunale – Vista prospetto principale.



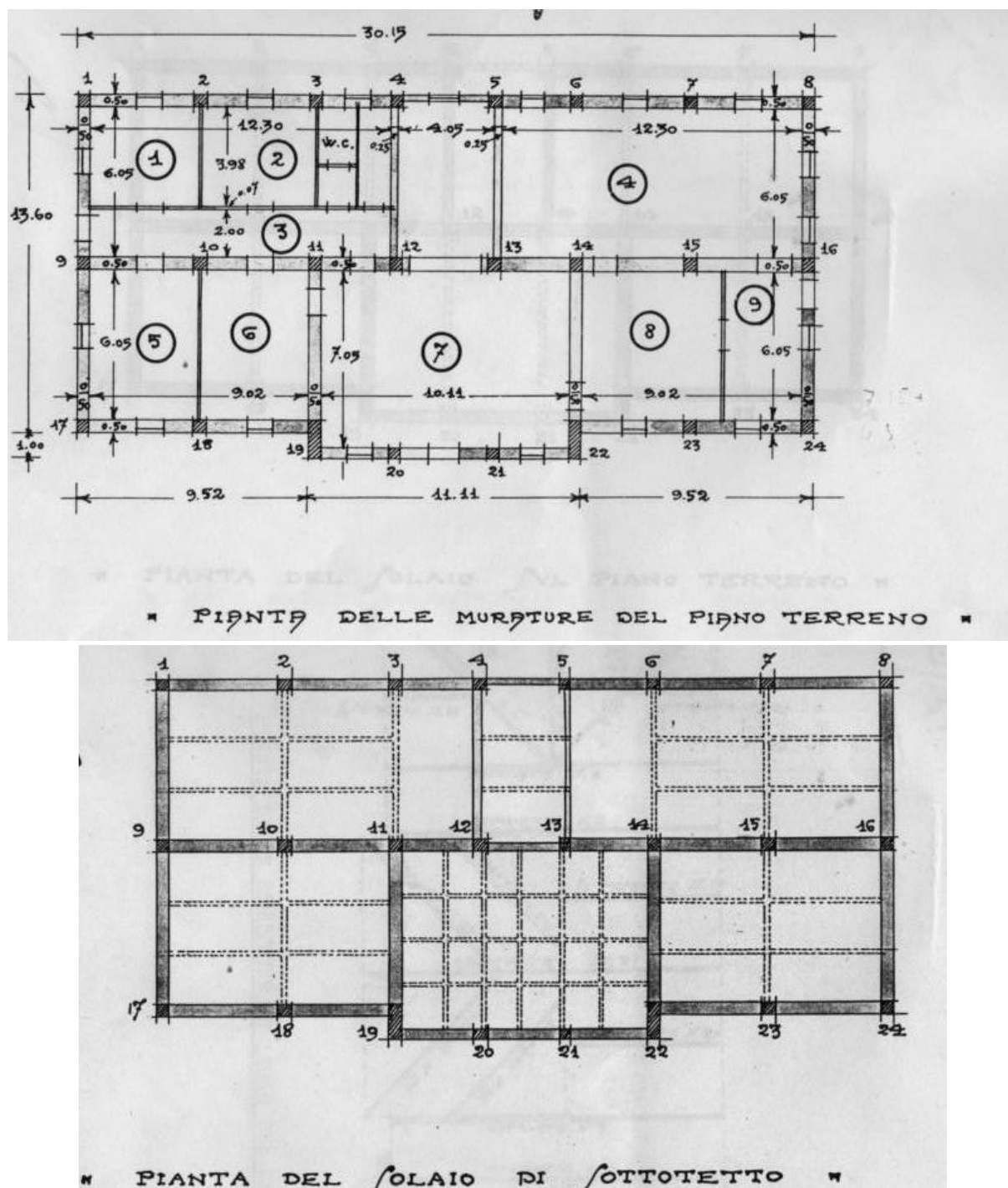


Figura 3-3: Stralcio del progetto originale dell'Edificio Comunale.

Le indagini eseguite hanno consentito di definire la natura del terreno, di tipo ghiaioso in matrice limoso-argillosa con buone qualità di compattezza, e la geometria delle strutture di fondazione, costituite da plinti posti in corrispondenza dei pilastri in c.a., collegati da travi di sezione rettangolare 60x50 cm.

Le principali vulnerabilità dell'edificio possono essere ricondotte a:

1. progettazione, risalente a circa ottant'anni fa, per i soli carichi gravitazionali;
2. scadenti caratteristiche meccaniche del conglomerato cementizio costituente le strutture in c.a.;



3. le strutture in c.a. risultano avere una armatura a taglio spesso insufficiente anche per sole azioni gravitazionali;
4. elevata altezza di interpiano.

### 3.2 CAMPAGNA DI INDAGINI, LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

La conoscenza dell'edificio in muratura oggetto della verifica risulta di fondamentale importanza ai fini di una adeguata analisi e può esser conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, delle ricerche storiche e delle indagini sperimentali.

Il piano di indagini, redatto ai sensi del disposto delle Tabelle C8A1.1. e C8A1.2. della Circolare 617/09, è stato caratterizzato dalle seguenti fasi:

- 1) Identificazione della geometria strutturale in elevazione mediante rilievo, piano per piano, delle strutture di elevazione in muratura, della posizione e delle dimensioni geometriche degli elementi strutturali in c.a. e dell'orditura dei solai;
- 2) Identificazione della geometria delle strutture di fondazione mediante scavo e rilievo geometrico puntuale;
- 3) Identificazione della tipologia costruttiva e della geometria dei solai dell'edificio mediante saggi localizzati;
- 4) Identificazione dei dettagli costruttivi e delle tipologie murarie attraverso il rilievo visivo dettagliato e la valutazione dello stato di conservazione e delle caratteristiche degli spessori e degli ammorsamenti tra le murature;
- 5) Valutazione della qualità e delle proprietà meccaniche delle strutture in muratura attraverso la valutazione visiva delle caratteristiche costruttive della muratura (forma, tipologia e dimensioni degli elementi resistenti costituenti la muratura, tessitura, orizzontalità delle giaciture, regolare sfalsamento dei giunti).
- 6) Identificazione dei dettagli costruttivi delle strutture in c.a. attraverso l'individuazione del numero e della disposizione delle barre di armatura presenti nei pilastri e nelle travi del fabbricato mediante rilievi di tipo ferromagnetico e saggi localizzati;
- 7) Valutazione della qualità e delle proprietà meccaniche dei materiali delle strutture in c.a. attraverso l'esecuzione di prove sperimentali che hanno consentito la determinazione delle caratteristiche meccaniche e della resistenza residua a compressione del calcestruzzo nonché della resistenza a snervamento ed a rottura per trazione dell'acciaio delle barre di armatura.

Maggiori informazioni circa la campagna di indagini, le prove e i rilievi sono contenute nella relazione tecnica illustrativa "Valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio sede Comunale - Campagna di indagini, saggi e prove" e relativi allegati, redatta dall'Arch. Paolo Mori e nel progetto definitivo relativo alla "Progettazione dell'Adeguamento Strutturale dell'edificio sede del Municipio Di Carsoli (AQ)".

La valutazione del livello di conoscenza conseguito è stata eseguita secondo quanto indicato nel capitolo C8A degli allegati alla Circolare 02.02.2009, n.617 e più in particolare, nel caso di edifici in muratura, in funzione del disposto dalla tabella C8A.1.1 di detta Circolare e, nel caso di edifici in c.a., in funzione del disposto dalla tabella C8A.1.2 di detta Circolare.

La campagna di indagini sopra enunciata ha quindi avuto il fine di conseguire:

- 1) **Geometria:** rilievo geometrico strutturale ex-novo;
- 2) **Strutture in muratura:** *"limitate verifiche in situ"* sui dettagli costruttivi delle strutture in muratura e *"limitate indagini in situ"* sulle proprietà dei materiali delle strutture in muratura;

- 3) **Strutture in c.a.:** “*limitate verifiche in situ*” sui dettagli costruttivi delle strutture in c.a. e “*limitate indagini in situ*” sulle proprietà dei materiali delle strutture in c.a.

Considerando che ai sensi del disposto dalla Circolare 617/09 si intende raggiunto un **Livello di Conoscenza LC1** una volta effettuati il rilievo geometrico delle strutture, le verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi e le indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali, si può affermare che per la struttura del Municipio del Comune di Carsoli (AQ) è stato raggiunto un **Livello di Conoscenza LC1**, ai sensi del disposto dalle D.M. 14/01/2008 e dalla Circolare 617/09.

Pertanto ai fini delle caratteristiche meccaniche di calcolo dei materiali componenti le strutture esistenti è stato assunto un valore del **Fattore di Confidenza FC = 1,35**.

### 3.3 CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE MURATURE

#### 3.3.1 CARATTERISTICHE MECCANICHE MEDIE DELLE MURATURE NELLO STATO DI FATTO

I valori delle resistenze meccaniche dei materiali, coerentemente con quanto indicato nella Tabella C8A.1.1 della Circolare 617/09, non sono stati derivati dai valori associati alle classi discrete della tabella C8.A.2.1 della Circolare 617/09 qui riportata in Tabella 3-1.

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte;  $f_m$  = resistenza media a compressione della muratura,  $\tau_0$  = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	$f_m$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/cm <sup>2</sup> )	E (N/mm <sup>2</sup> )	G (N/mm <sup>2</sup> )	w (kN/m <sup>3</sup> )
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	5500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

**Tabella 3-1:** Valori di riferimento dei parametri delle murature secondo Tabella C8A.2.1 Circolare 617/09.

La Tabella C8A.2.1 della Circolare 617/09 assume per ciascuna tipologia di materiale catalogata due valori per ciascuna caratteristica meccanica e fisica presa in esame, rispettivamente definiti come minimo e massimo. Il valore da assumere nelle analisi e nelle verifiche di sicurezza viene definito nella Tabella C8A.1.1 della stessa Circolare 617/09 in funzione del livello di conoscenza raggiunto. Poiché per l'edificio in esame, è stato raggiunto un livello di conoscenza limitato (**LC1 "Conoscenza Limitata"**) la norma prevede l'utilizzo delle seguenti proprietà medie dei materiali:

- **Resistenza** = Valore minimo di Tabella C8A.2.1;
- **Modulo Elastico** = Valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1.

In relazione ai valori indicati nella Tabella C8A.2.1 della Circolare 617/09, la normativa prevede inoltre la possibilità di applicare alle caratteristiche meccaniche delle murature una serie di coefficienti migliorativi che tengano conto di caratteristiche migliori rispetto agli elementi di valutazione considerati dalla norma. Tali coefficienti sono riportati nella Tabella C8A.2.2 della Circolare 617/09.

Nel caso dell'edificio in oggetto le indagini eseguite evidenziato la presenza di listature in elementi di laterizio pieno sulle murature in pietra naturale (conformemente alle normative vigenti all'epoca della costruzione del fabbricato) nonché la presenza di elementi di collegamento tra i paramenti. Su tale tipologia di muratura sono quindi applicabili i pertinenti coefficienti migliorativi relativi a "*Ricorsi e listature*" ed a "*Connessione trasversale*". Per quanto riguarda le murature in mattoni pieni, la disposizione degli elementi resistenti in laterizio è tale da potersi applicare il coefficiente migliorativo dovuto alla presenza di "*Connessione trasversale*". Sono stati pertanto considerati i coefficienti migliorativi della Tabella C8A.2.2 della Circolare 617/09 evidenziati in Tabella 3-2.

Tabella C8A.2.2 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

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

**Tabella 3-2:** Coefficienti correttivi dei parametri meccanici delle murature secondo Tabella C8A.2.2 Circolare 617/09.

Le caratteristiche fisiche e meccaniche medie delle murature nel loro stato di fatto assumono quindi i valori riportati in Tabella 3-3.

	$E_m$	$G_m$	$f_{cm}$	$T_{0m}$	$w$
Muratura in pietrame disordinata	870 MPa	290 MPa	1,95 MPa	0,039 MPa	19 kN/m <sup>3</sup>
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1500 MPa	500 MPa	3,12 MPa	0,078 MPa	18 kN/m <sup>3</sup>

**Tabella 3-3:** Caratteristiche meccaniche e fisiche medie delle murature nello stato di fatto.

### 3.3.2 CARATTERISTICHE MECCANICHE MEDIE DELLE MURATURE DOPO CONSOLIDAMENTO CON INIEZIONI DI MISCELE LEGANTI

Nel caso di **consolidamento delle murature mediante iniezioni di miscele leganti**, la Circolare 917/09 consente di amplificare i parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_0$ ) ed i moduli elastici (E e G) utilizzando i pertinenti coefficienti migliorativi della Tabella C8A.2.2 della Circolare 617/09 evidenziati in Tabella 3-4.

Tabella C8A.2.2 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

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

**Tabella 3-4:** Coefficienti correttivi dei parametri meccanici delle murature in caso di iniezioni leganti, secondo Tabella C8A.2.2 Circolare 617/09.

Le caratteristiche fisiche e meccaniche medie delle murature nel loro stato di progetto assumono quindi i valori riportati in Tabella 3-5.

	$E_m$	$G_m$	$f_{cm}$	$T_{0m}$	$w$
Muratura in pietrame disordinata	1740 MPa	580 MPa	3,90 MPa	0,078 MPa	19 kN/m <sup>3</sup>
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2250 MPa	750 MPa	4,68 MPa	0,117 MPa	18 kN/m <sup>3</sup>

**Tabella 3-5:** Caratteristiche meccaniche e fisiche medie delle murature nello stato di progetto.

### 3.3.3 CARATTERISTICHE MECCANICHE DI CALCOLO DELLE MURATURE

I valori di progetto delle caratteristiche meccaniche delle murature sono state derivate da quelle medie come di seguito specificato:

#### - Moduli Elastici di progetto

Conformemente a quanto indicato nel §7.2.6 del DM 14/01/08, i valori dei moduli elastici di progetto sono stati calcolati applicando sui valori medi un fattore di riduzione pari al 50% in modo da tenere conto della rigidità fessurata delle murature;

#### - Resistenze di progetto

Le resistenze di calcolo delle murature vengono calcolate, come prescritto dal combinato dal DM 14/01/08 e dalla Circolare 617/09 applicando le seguenti relazioni ai valori medi:

$$f_{cd} = \frac{f_m}{FC\gamma_m} \quad T_{od} = \frac{T_{0m}}{FC\gamma_m}$$

ove si ha:

$f_{m, \tau_{im}}$  = Resistenza media della muratura;

FC = Fattore di Confidenza = 1,35 per un Livello di Conoscenza LC1;

$\gamma_m$  = Coefficiente di sicurezza del materiale,  $\gamma_m = 2$  per le verifiche sismiche ed un coefficiente  $\gamma_m = 3$  per le verifiche statiche.

Utilizzando le relazioni sopra descritte e le caratteristiche meccaniche medie delle murature riportate in Tabella 3-5, si ottengono le caratteristiche meccaniche di progetto delle murature riportate in Tabella 3-6 per le verifiche in condizioni sismiche ed in Tabella 3-7 per le verifiche in condizioni statiche.

	$E_{cd}$	$G_{cd}$	$f_{cd}$	$T_{0d}$	$w$
Muratura in pietrame disordinata	870 MPa	290 MPa	1,44 MPa	0,0289 MPa	19 kN/m <sup>3</sup>
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1125 MPa	375 MPa	1,73 MPa	0,0433 MPa	18 kN/m <sup>3</sup>

**Tabella 3-6:** Caratteristiche meccaniche di calcolo delle murature nello stato di progetto – Verifiche sismiche.

	$E_{cd}$	$G_{cd}$	$f_{cd}$	$T_{0d}$	$w$
Muratura in pietrame disordinata	870 MPa	290 MPa	0,96 MPa	0,0193 MPa	19 kN/m <sup>3</sup>
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1125 MPa	375 MPa	1,16 MPa	0,0289 MPa	18 kN/m <sup>3</sup>

**Tabella 3-7:** Caratteristiche meccaniche di calcolo delle murature nello stato di progetto – Verifiche statiche.

### 3.4 CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE STRUTTURE IN C.A.

#### 3.4.1 CARATTERISTICHE MECCANICHE MEDIE DEI MATERIALI COSTITUENTI LE STRUTTURE IN C.A.

Mediante la campagna di indagini svolta nell'ambito della valutazione di vulnerabilità sismica e di progetto definitivo degli interventi di consolidamento ed adeguamento sismico dell'edificio, sono stati determinati i valori di resistenza media dei materiali costituenti le strutture in c.a. esistenti come ricapitolato in Tabella 3-8 per il conglomerato cementizio ed in Tabella 3-9 per le barre di armatura.

RESISTENZE MEDIE DEL CONGLOMERATO CEMENTIZIO IN OPERA		
STRUTTURA ORIGINARIA	$R_{cm}$ (MPa)	$f_{cm}$ (MPa)
Resistenze medie a compressione del cls in opera	6,99	5,80
RIFACIMENTO COPERTURA	$R_{cm}$ (MPa)	$f_{cm}$ (MPa)
Resistenze medie a compressione del cls in opera	11,44	9,49

**Tabella 3-8:** Resistenza media a compressione del conglomerato cementizio.

RESISTENZE MEDIE A TRAZIONE DELLE BARRE DI ARMATURA		
STRUTTURA ORIGINARIA	$f_{ym}$ (MPa)	$f_{tm}$ (MPa)
Resistenze medie a trazione delle armature	512,99	542,58
RIFACIMENTO COPERTURA	$f_{ym}$ (MPa)	$f_{tm}$ (MPa)
Resistenze medie a trazione delle armature	550,69	651,68

**Tabella 3-9:** Resistenza media a trazione delle barre di armatura.

### 3.4.2 CARATTERISTICHE MECCANICHE DI CALCOLO DEI MATERIALI DELLE STRUTTURE IN C.A.

Il DM 14/01/2008 al §8.7.2 e la Circolare 617/09 al §C8.7.2.5 classificano gli elementi ed i meccanismi resistenti in:

- “**duttili**”: travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale;
- “**fragili**”: meccanismi di taglio in travi, pilastri e pareti ed i nodi.

Nel caso dei meccanismi duttili, la valutazione della capacità della struttura viene effettuata con riferimento alle resistenze medie dei materiali divise per il fattore di confidenza FC:

- resistenza a compressione cilindrica del cls:  $f_{cd} = \frac{f_{cm}}{FC}$  ;
- resistenza a snervamento dell'acciaio:  $f_{yd} = \frac{f_{ym}}{FC}$  .

mentre nel caso dei meccanismi fragili la valutazione della capacità viene effettuata con riferimento alle resistenze medie dei materiali divise per il fattore di confidenza FC e per il coefficiente di sicurezza parziale del materiale:

- resistenza a compressione cilindrica del cls:  $f_{cd} = \frac{f_{cm}}{\gamma_c \cdot FC}$  ;
- resistenza a trazione del cls:  $f_{ctd} = \frac{0.27 \cdot \sqrt[3]{(0.7 \cdot R_{cm})^2}}{\gamma_c \cdot FC}$  ;
- resistenza a snervamento dell'acciaio:  $f_{yd} = \frac{f_{ym}}{\gamma_s \cdot FC}$  .

La Tabella 3-10 riporta i coefficienti parziali di sicurezza dei materiali, il fattore di confidenza (FC = 1,35), le resistenze medie dei materiali desunte dalle prove e le resistenze di calcolo dei materiali costituenti le strutture in c.a. esistenti.

Coefficienti Parziali		STRUTTURA ORIGINARIA	RIFACIMENTO COPERTURA
$\gamma_c =$	1,50	Resistenze Medie	Resistenze Medie
$\gamma_s =$	1,15	$f_{cm} =$ 5,80 (MPa)	$f_{cm} =$ 9,49 (MPa)
FC =	1,35	$f_{ym} =$ 513,0 (MPa)	$f_{ym} =$ 550,7 (MPa)
		Elem./Meccan. DUTTILI	Elem./Meccan. DUTTILI
		$f_{cd} =$ 4,30 (MPa)	$f_{cd} =$ 7,03 (MPa)
		$f_{yd} =$ 380,0 (MPa)	$f_{yd} =$ 407,9 (MPa)
		Elem./Meccan. FRAGILI	Elem./Meccan. FRAGILI
		$f_{cd} =$ 2,87 (MPa)	$f_{cd} =$ 4,69 (MPa)
		$f_{ctd} =$ 0,38 (MPa)	$f_{ctd} =$ 0,53 (MPa)
		$f_{yd} =$ 330,4 (MPa)	$f_{yd} =$ 354,7 (MPa)

**Tabella 3-10:** resistenze di calcolo per i materiali costituenti le strutture in c.a. esistenti.

## **4 INTERVENTI DI PROGETTO**

Facendo seguito ai risultati delle verifiche di vulnerabilità sismica ed alla redazione del progetto definitivo con gli interventi di consolidamento previsti per l'adeguamento statico e sismico dell'edificio, si è proceduto con la redazione del presente progetto esecutivo.

Considerata la scadente resistenza residua a compressione del conglomerato cementizio si è scelto, conformemente al progetto definitivo, di fare affidamento sulla resistenza delle sole strutture in muratura.

L'obiettivo del progetto esecutivo è quello di recuperare la struttura nella totalità prestando particolare attenzione agli elementi di pregio o valenza storica, garantendo nel contempo la sicurezza statica e sismica dell'edificio in accordo alle normative vigenti.

Ulteriore scopo che si è proposto il progetto è quello di realizzare il recupero del piano seminterrato dell'edificio, attualmente adibito in parte ad archivio ed in parte a deposito, al fine di poterlo utilizzare per funzioni amministrative o sociali.

Assegnati i carichi di progetto legati ad un uso pubblico (sovraccarico accidentale per uffici aperti al pubblico: 3 kN/m<sup>2</sup>), le verifiche numeriche sui vari elementi strutturali hanno consentito di ottimizzare gli interventi di consolidamento statico ed adeguamento sismico previsti in sede di progetto definitivo.

Gli interventi in progetto saranno rivolti a singole parti del manufatto, contenendone il più possibile l'estensione ed il numero, evitando di alterare in modo significativo l'originale distribuzione delle rigidità negli elementi ed integrandoli con la struttura esistente in modo tale da produrre il minimo impatto sul manufatto.






Nella scelta delle tecniche d'intervento si è data preferenza a quelle meno invasive e maggiormente compatibili con i criteri della conservazione pertanto si è fatto ricorso a tecniche di consolidamento pre-moderne opportunamente aggiornate ed esecutivamente semplificate grazie a strumenti e tecnologie contemporanee.

L'utilizzo di nuovi materiali, risultanti dall'innovazione tecnologica, è stato valutato alla luce dei criteri di compatibilità e durabilità nel tempo, in relazione alla materia storica ed alla reversibilità; si è cercato di rispettare la concezione e le tecniche originarie della struttura, nonché le trasformazioni significative avvenute nel corso della storia del manufatto.


### **4.1 UBICAZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO**

Di seguito vengono riportate le piante dell'edificio individuando, per ogni elevazione ed impalcato, gli interventi finalizzati a garantire l'adeguamento sismico della struttura secondo il vigente D.M. 14/01/2008. Gli interventi proposti risultano essere in linea con gli indirizzi contenuti nel §8.7.4 del D.M. 14/01/08 e nell'Appendice C8A.5 della Circolare 617/09.


### LEGENDA - INTERVENTI STRUTTURALI

-  CORDOLO PERIMETRALE IN C.A. PER RINGROSSO BASE FONDALE
-  CHIUSURA NICCHIE NELLA PARETE IN MURATURA ESISTENTE
-  RINFORZO ARCHITRAVE ESISTENTE SULLE APERTURE CON PIATTO IN ACCIAIO OPPURE INSERIMENTO DI PROFILATI HEB 140 SULLE APERTURE SPROVVISTE DI ARCHITRAVE
-  CUCITURE ARMATE
-  RINFORZI TRAVI IN C.A. CON PROFILI IN ACCIAIO UPN160/UPN180
-  RINFORZI TRAVI IN C.A. CON FIBRE D'ACCIAIO
-  RIPRISTINO DEL COPRIFERRO NELLE STRUTTURE IN CA MEDIANTE L'IMPIEGO DI MALTE CERTIFICATE
-  SCAVO A SEZIONE OBBLIGATA PER SCALZAMENTO MURO

### INTERVENTI CON FASCE D'ACCIAIO SU SETTI IN MURATURA

-  RINFORZO A TAGLIO
  - A) PASSO FASCE ORIZZONTALI = 40CM
  - B) PASSO FASCE ORIZZONTALI = 60CM
  - C) PASSO FASCE ORIZZONTALI = 80CM

NOTA: PER LE PARETI SULLE QUALI VENGONO APPLICATI SOLO RINFORZI A TAGLIO (FASCE ORIZZONTALI) È NECESSARIO PREVEDERE ANCHE DELLE FASCE VERTICALI DI LARGHEZZA 15 CM COME MOSTRATO IN TAVOLA STR\_04.

-  RINFORZO A FLESSIONE E TAGLIO
  - A) P. F. ORZZ. = 40CM; P. F. VERT. = 100CM
  - B) P. F. ORZZ. = 60CM; P. F. VERT. = 100CM
  - C) P. F. ORZZ. = 80CM; P. F. VERT. = 100CM

- NOTE: 1. GLI INTERVENTI SU I SOLAI SI RIFERISCONO ALL'IMPALCATO SUPERIORE RISPETTO ALLE MURATURE DI ELEVAZIONE INDICATE IN PIANTA.  
 2. GLI INTERVENTI DI INIEZIONI CON MALTE LEGANTI SONO PREVISTI SU TUTTE LE PARETI DI MURATURA IN PIETREME.  
 3. GLI INTERVENTI DI SCUCI-CUCI SONO PREVISTI IN CORRISPONDENZA DI OGNI LESIONE O DISCONTINUITA' PRESENTE SULLA MURATURA  
 4. PER LE DIVERSE TIPOLOGIE DI INTERVENTI RIPORTATI IN LEGENDA SI VEDANO I PARTICOLARI COSTRUTTIVI.

Figura 4-1: Legenda degli interventi strutturali.

### PIANTA SEMINTERRATO 1:100

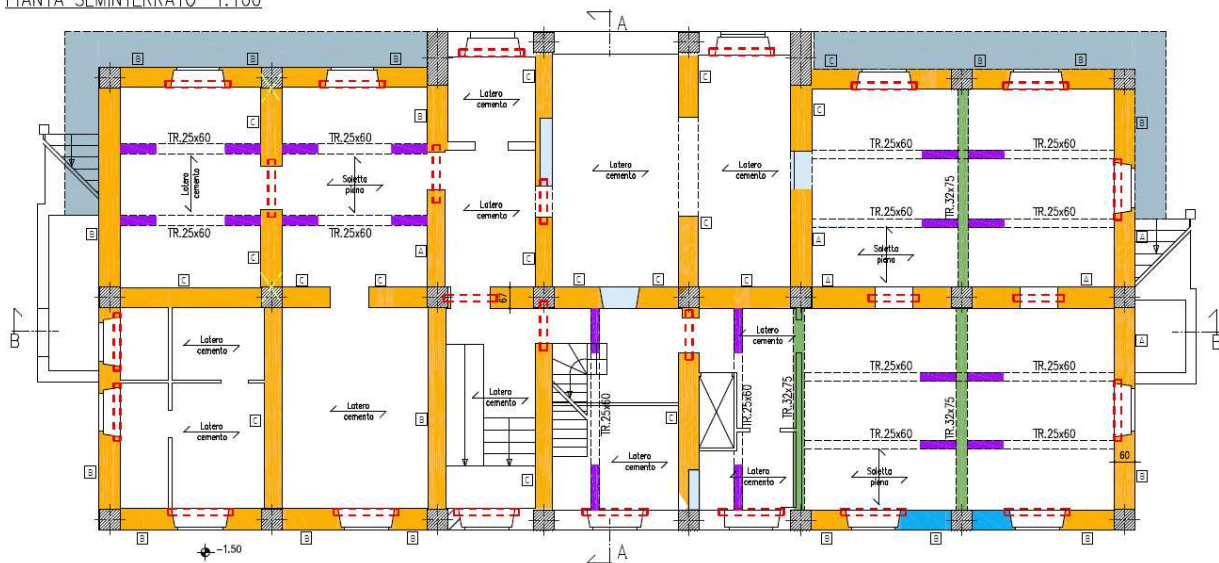
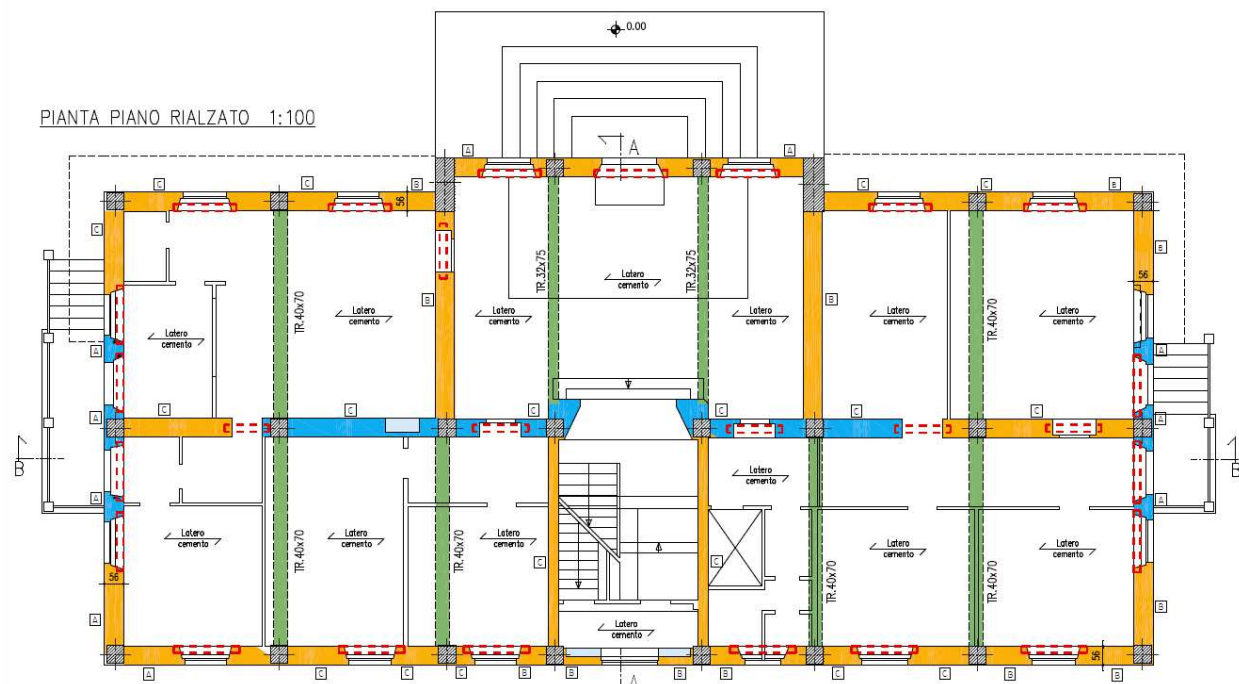
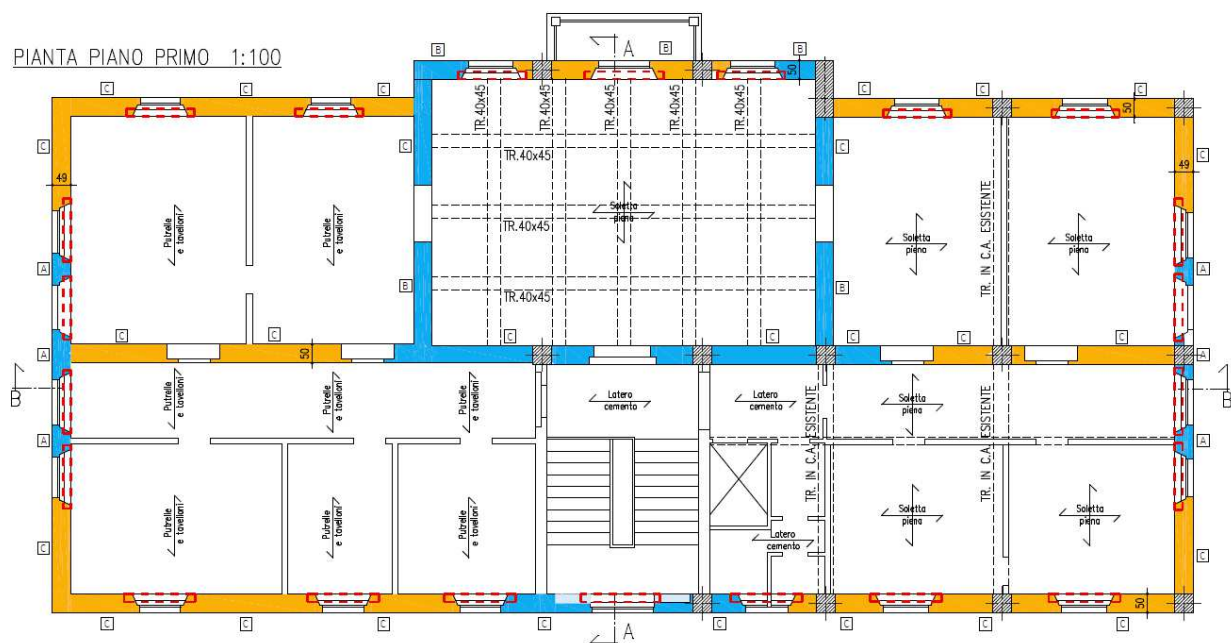


Figura 4-2: Pianta interventi Piano Seminterrato e Primo Impalcato (calpestio piano terra).





**Figura 4-3:** Pianta interventi Piano Rialzato e Secondo Impalcato (calpestio piano primo).

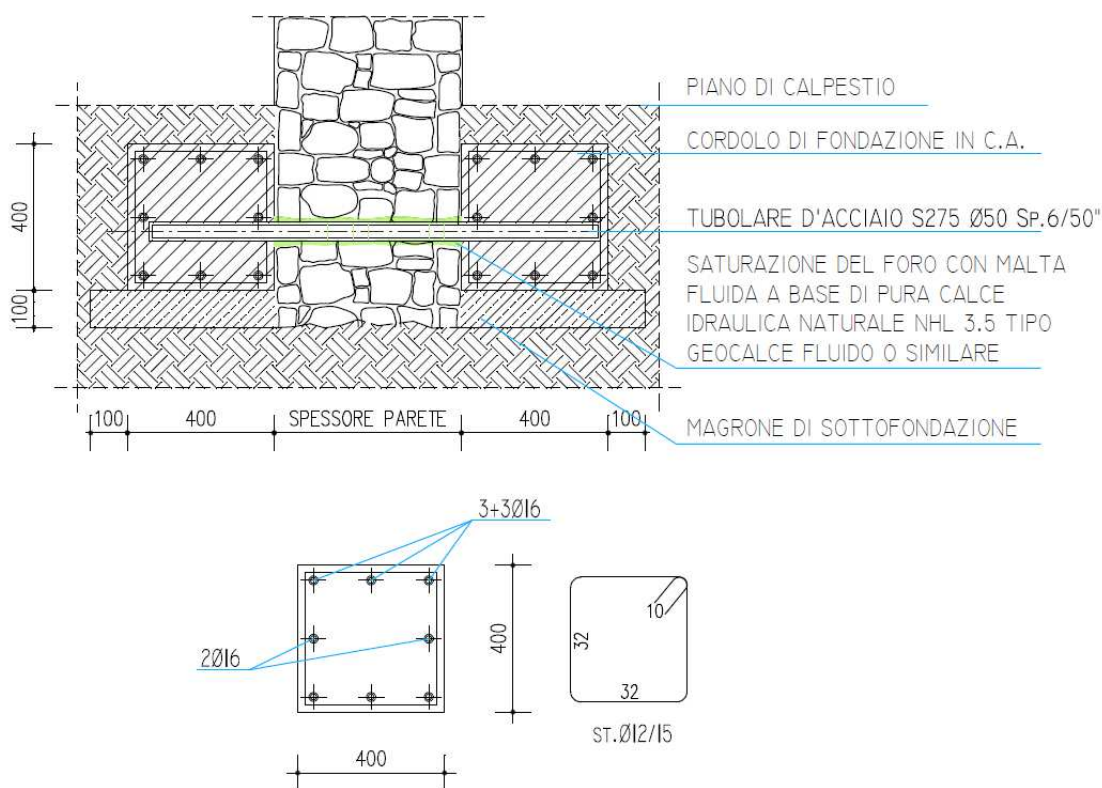


**Figura 4-4:** Pianta interventi Piano Primo e Terzo Impalcato (solaio di sottotetto).

## 4.2 INTERVENTI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

Gli scavi e le indagini geologiche hanno rilevato che il terreno su cui insiste il manufatto oggetto di studio è di tipo ghiaioso in matrice limoso-argillosa con buone qualità di compattezza. La geometria delle strutture di fondazione è costituita da plinti posti in corrispondenza dei pilastri in c.a. di elevazione e collegati da travi di sezione rettangolare 50x60 cm.

Le verifiche geotecniche hanno dato esito positivo ed il fabbricato non presenta un quadro fessurativo che possa far presumere la presenza di cedimenti differenziali o altre problematiche legate all'interazione terreno-struttura. Non si ritiene quindi necessario procedere con interventi in fondazione fatta eccezione per la realizzazione di una sottofondazione per una delle murature di controvento del piano seminterrato, per la quale, le indagini hanno evidenziato la presenza di un'inadeguata fondazione costituita da pietrame gettato a sacco.



### NOTE

- IL PIANO DI POSA DEL MAGRONE DI SOTTOFONDAZIONE DEVE POGGIARE SU UNO STRATO DI TERRENO COMPATTO.
- IL PIANO DI POSA DEI CORDOLI IN C.A. DEVE ESSERE DEFINITO IN CANTIERE PERCHÉ DEVONO ATTESTARSI ALLA STESSA QUOTA DELLA FONDAZIONE ESISTENTE IN C.A. PER PERMETTERNE LA CONNESSIONE MEDIANTE L'INGHISAGGIO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE

**Figura 4-5:** Intervento di ringrosso fondazione mediante cordoli in c.a.

### 4.3 INTERVENTI SULLE STRUTTURE DI ELEVAZIONE

Il presente progetto prevede l'esecuzione di una serie di interventi aventi la finalità di restituire monoliticità alle murature e di incrementare la loro resistenza.

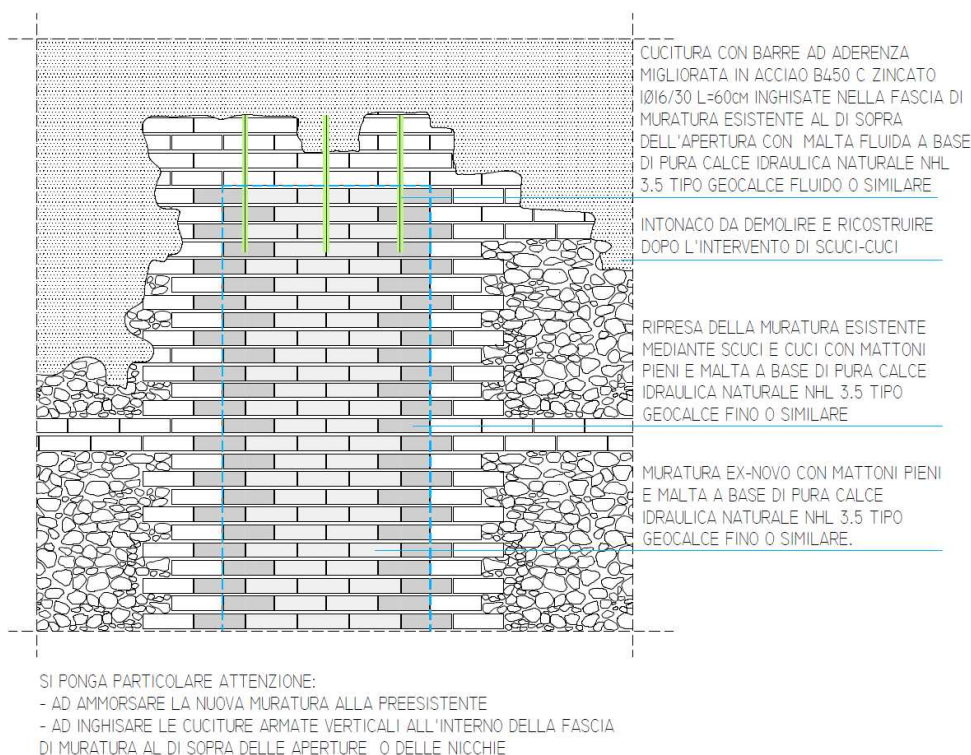
Inoltre, date le scadenti caratteristiche meccaniche del conglomerato cementizio, il progetto prevede inoltre il consolidamento delle travi in c.a. al piano seminterrato e al piano primo della struttura.

Gli interventi proposti possono essere distinti nel seguente modo:

1. Chiusura nicchie;
2. Interventi per incrementare la resistenza delle murature portanti;
3. Interventi per ridurre le carenze dei collegamenti tra i pannelli murari;
4. Interventi sulle fasce di piano;
5. Interventi sulle travi in c.a.

#### 4.3.1 CHIUSURA NICCHIE

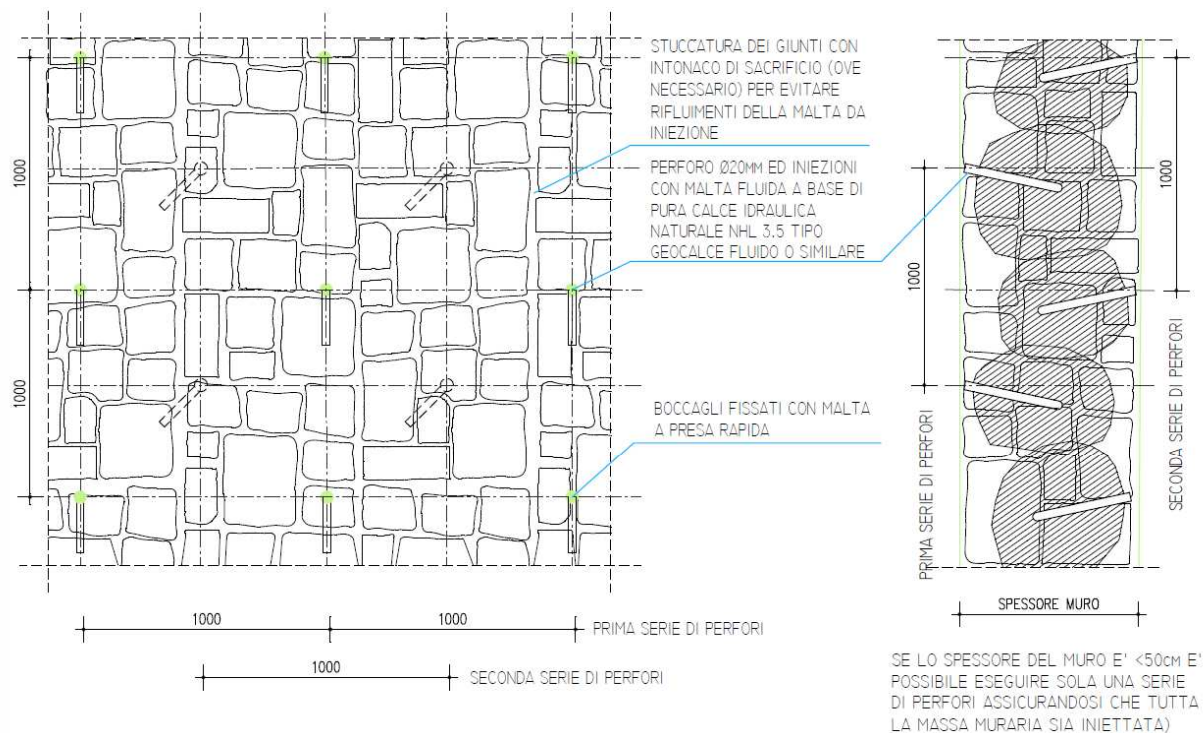
Prima di procedere al consolidamento dei pannelli murari ed al fine di conferire alla struttura una maggiore rigidezza in entrambe le direzioni si prevede di realizzare la chiusura delle nicchie e di alcune aperture non essenziali all'utilizzo del fabbricato, in particolare in corrispondenza del piano seminterrato.



**Figura 4-6:** intervento tipologico di "chiusura nicchie"

#### 4.3.2 INTERVENTI PER INCREMENTARE LA RESISTENZA DELLE MURATURE PORTANTI

Per aumentare la capacità di resistenza delle strutture in muratura sono state previste le iniezioni di malta. Questa tecnica di consolidamento delle strutture in muratura rappresenta una delle tecniche d'intervento più usate, poiché è una metodologia non invasiva architettonicamente, di facile e rapida applicazione ed economicamente vantaggiosa. Il metodo consiste nell'iniettare una miscela di legante, in pressione o per gravità, nei vuoti presenti della parete che s'intende consolidare in modo da ripristinare la continuità in caso di stati lesionativi diffusi o di migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura.



REALIZZARE PRELIMINARMENTE UN INTONACO TEMPORANEO DI SACRIFICIO (OVE MANCANTE) E PROCEDERE ALLA DISPOSIZIONE DI UN RETICOLO DI BOCCAGLI DA SISTEMARE IN CORRISPONDENZA DEI PERFORI O DELLE NATURALI LESIONI DELLE MURATURE, SIGILLATI CON MALTA A PRESA RAPIDA. I PERFORI SONO DI ALMENO 20 MM, ESEGUITI A ROTAZIONE, CON MAGLIA DI CIRCA 50x50 CM E COMUNQUE DISPOSTI INCLINATI IN BASSO E DISTRIBUITI IN MODO DA ASSICURARE UNA SUFFICIENTE ZONA DI SOVRAPPOSIZIONE DELLE INIEZIONI. ALMENO 24 ORE PRIMA DELLA INIEZIONE DELLA MALTA OCCORRE INIETTARE ACQUA DAI TUBI PREDISPOSTI AL FINE DI SATURARE LA POROSITA' DEL MATERIALE E RIMUOVERE LE PARTI SCiolTE ED INCOERENTI DELLA MURATURA. PER LE INIEZIONI UTILIZZARE UNA MALTA FLUIDA A BASE DI PURA CALCE IDRAULICA NATURALE NHL 3,5 TIPO GEOCALCE FLUIDO O SIMILARE.

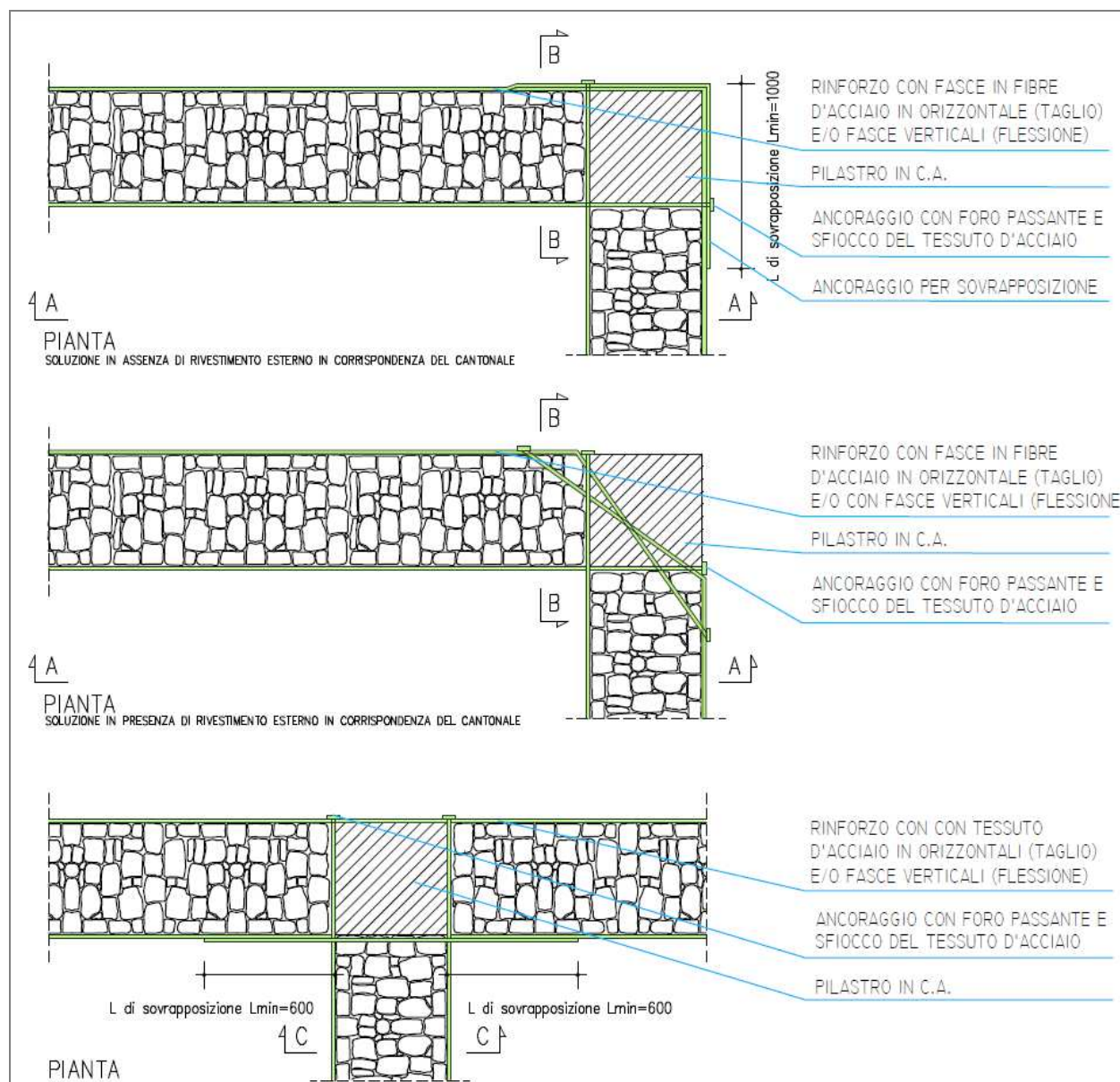
**Figura 4-7:** intervento di consolidamento delle murature con iniezioni di malta.

Nei punti in cui l'intervento di consolidamento delle murature mediante iniezione di miscele leganti non è sufficiente al raggiungimento del livello di sicurezza stabilito, si prevede il rinforzo a taglio e a pressoflessione delle strutture in muratura con tessuti unidirezionale in fibra di acciaio ad elevata resistenza applicati con geomalta minerale. Questa tecnica di consolidamento è stata efficacemente utilizzata da alcuni anni per la conservazione e il recupero delle strutture di interesse storico-artistico in muratura. Le caratteristiche principali del sistema sono la resistenza meccanica e chimica, il peso e lo spessore limitati, nonché la facilità e la duttilità di applicazione, i quali vengono dettagliatamente descritti nella Relazione Specialistica sui Materiali.

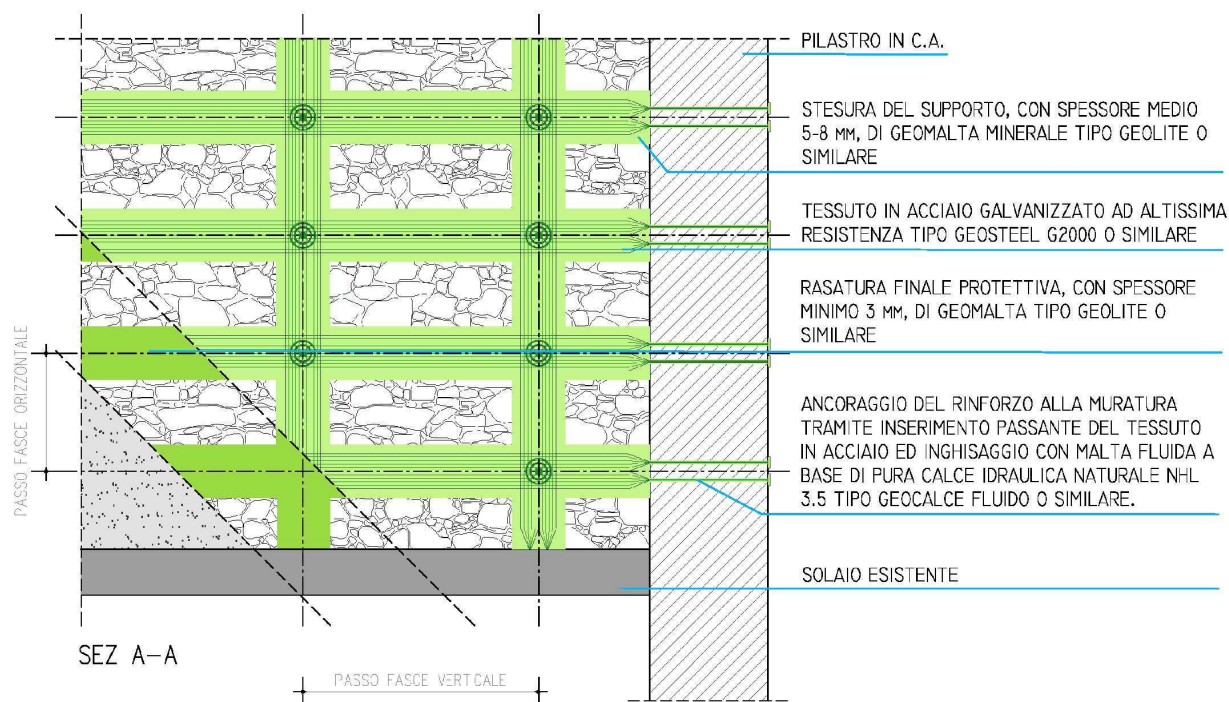
A tale proposito la Circolare 617/09 al punto C8.7.1.8 specifica che nel caso in cui nell'intervento si faccia uso di materiali compositi (FRP), ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rinforzati si possono adottare le Istruzioni CNR-DT 200/2004 e s.m.i. Si ricorda che il DT200 è stato affiancato da nuove linee guida sul rinforzo strutturale



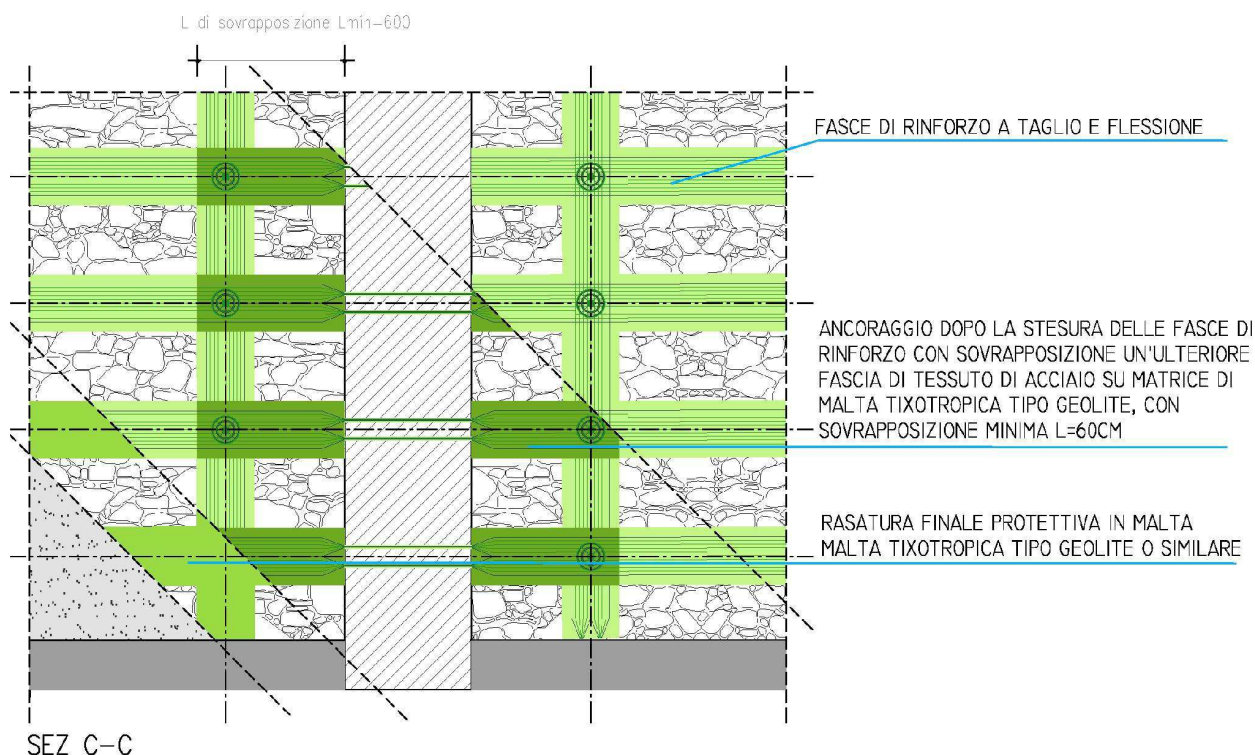
approvate dal Consiglio Superiore LL PP in data 8 marzo 2012 (CNR-DT 200 R1/2012) e per questo il presente progetto è stato eseguito in accordo con le indicazioni contenute in tale documento.



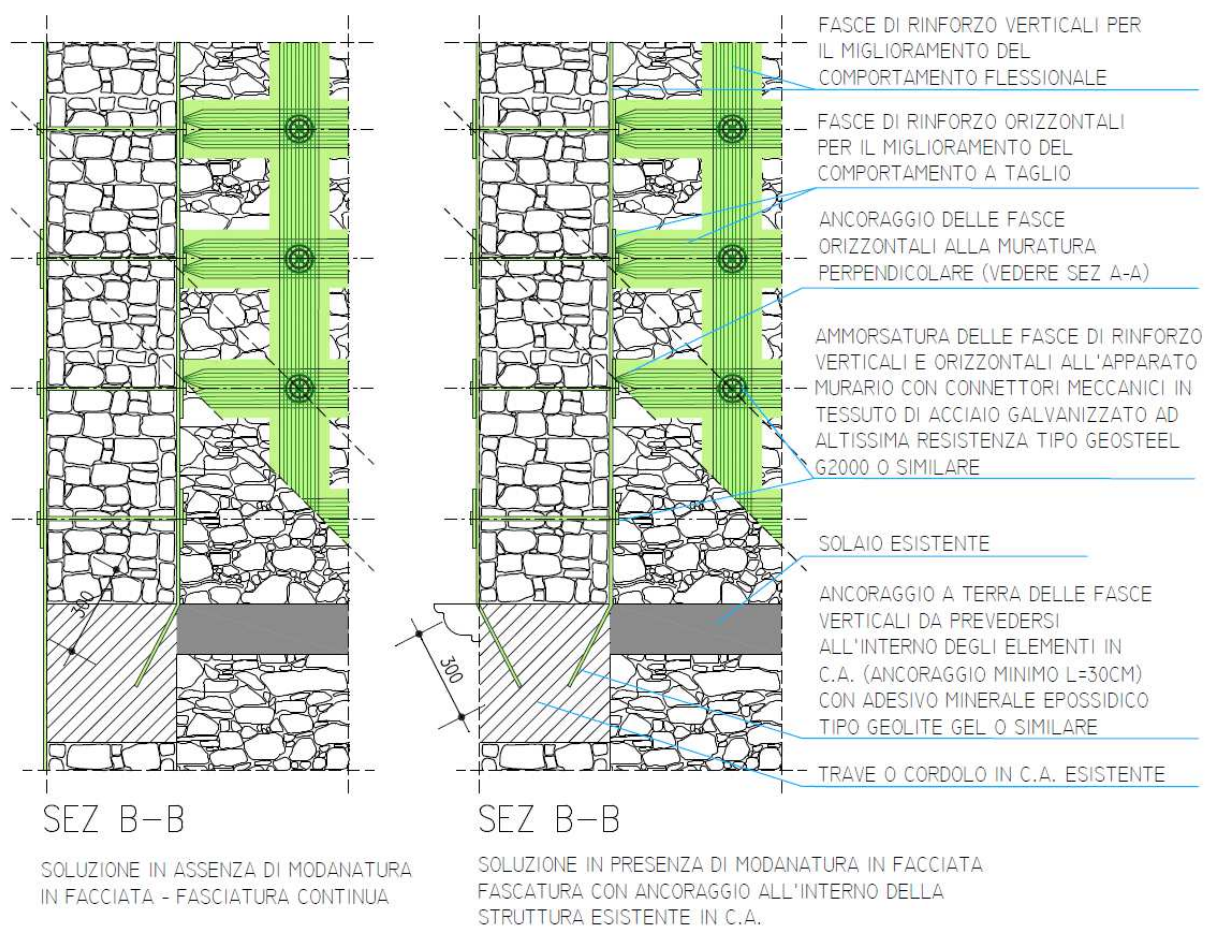
**Figura 4-8:** pianta rinforzo a taglio e flessione con tessuti in fibra di acciaio su muratura, sez. d'angolo e interna



**Figura 4-9:** rinforzo a flessione e a taglio con tessuto in fibra di acciaio: sez.A-A d'angolo



**Figura 4-10:** rinforzo a flessione e a taglio con tessuto in fibra di acciaio: sez.A-A interna

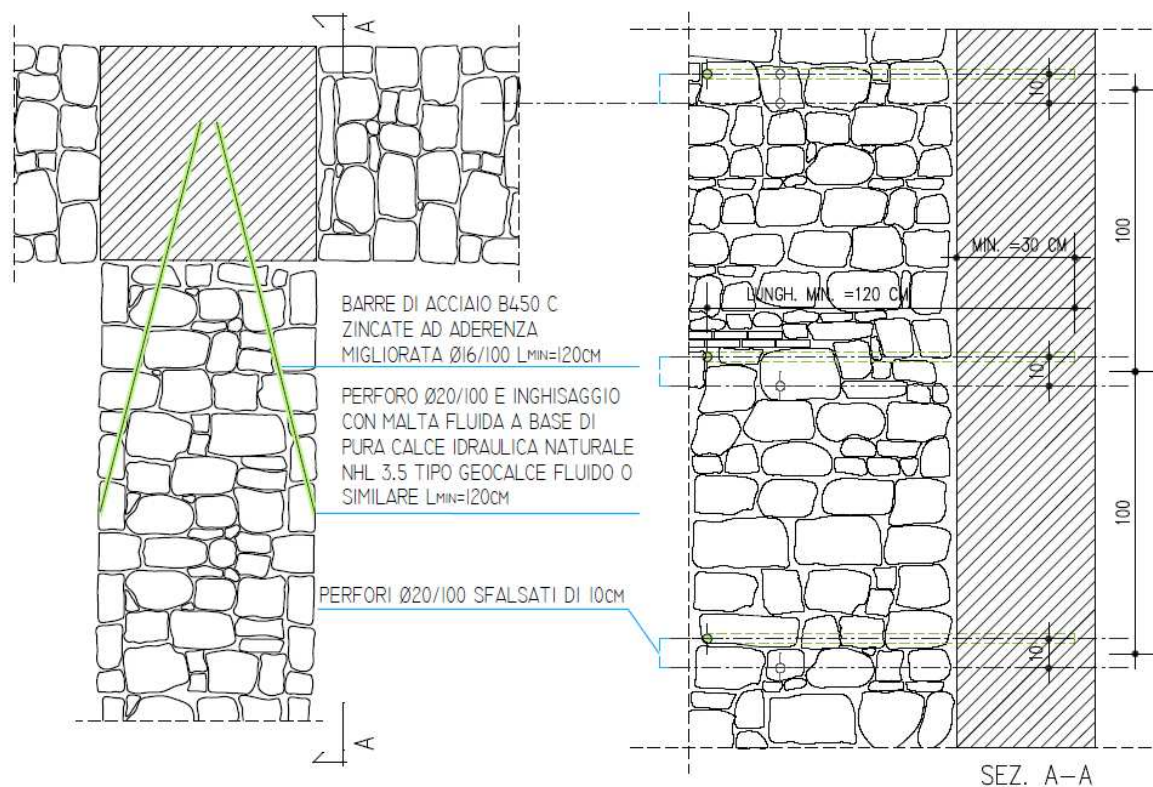


**Figura 4-11:** rinforzo a flessione e a taglio con tessuto in fibra di acciaio: sez.B-B Interventi per garantire la continuità materica e strutturale dei cantonali

Le indagini strutturali eseguite nell'ambito della valutazione di vulnerabilità sismica e del progetto definitivo hanno evidenziato come una delle murature di controvento del piano seminterrato non è strutturalmente connessa al prospetto ed alle murature di spina. Per detta muratura si è quindi previsto un intervento di connessione strutturale mediante cuciture armate con barre in acciaio.

Le medesime indagini hanno inoltre mostrato che i pilastri in c.a. sono stati realizzati effettuando il getto direttamente entro le murature in pietrame, cosa che, malgrado la scadente resistenza residua a compressione del conglomerato cementizio, è usualmente sufficiente a garantire una adeguata connessione strutturale tra le due tipologie strutturali. Un miglioramento della connessione strutturale tra le strutture verticali in c.a. ed in muratura verrà comunque ottenuta come effetto del consolidamento dell'edificio mediante fasce di tessuto in fibra di acciaio (vuoi per effetto della continuità delle fasce orizzontali o per effetto degli sfocchi di connessione).





#### DESCRIZIONE

INTERVENTO INDICATO PER CREARE LA CONTINUITÀ STRUTTURALE TRA L'ELEMENTO MURARIO ED IL PILASTRO IN C.A..

L'INIEZIONE ARMATA CREA LA SOLIDARIETÀ TRA I VARI ELEMENTI STRUTTURALI.

#### ESECUZIONE

A) PERFORAZIONE (Ø20) PER L'ALLOGGIAMENTO DELLA BARRA (PERFORARE IL PILASTRO PER CIRCA 30 CM)

B) LAVAGGIO DEI FORI CON ACQUA IMMESSA A MODESTA PRESSIONE FINO A SATURAZIONE.

C) IMMISSIONE NEI FORI DI BARRE IN ACCIAIO B450C ZINCATE AD ADERENZA MIGLIORATA (Ø16) L<sub>min</sub>=120cm.

D) SIGILLATURA DEI PERFORI CON INIEZIONI DI MALTA COLABILE A BASE DI PURA CALCE IDRAULICA NATURALE NHL 3.5 A BASSA PRESSIONE.

N.B.: LE PERFORAZIONI INCROCIATE DOVRANNO ESSERE SFALSATE DI ALMENO 10 CM PER NON INCONTRARSI TRA LORO.

#### CARATTERISTICHE

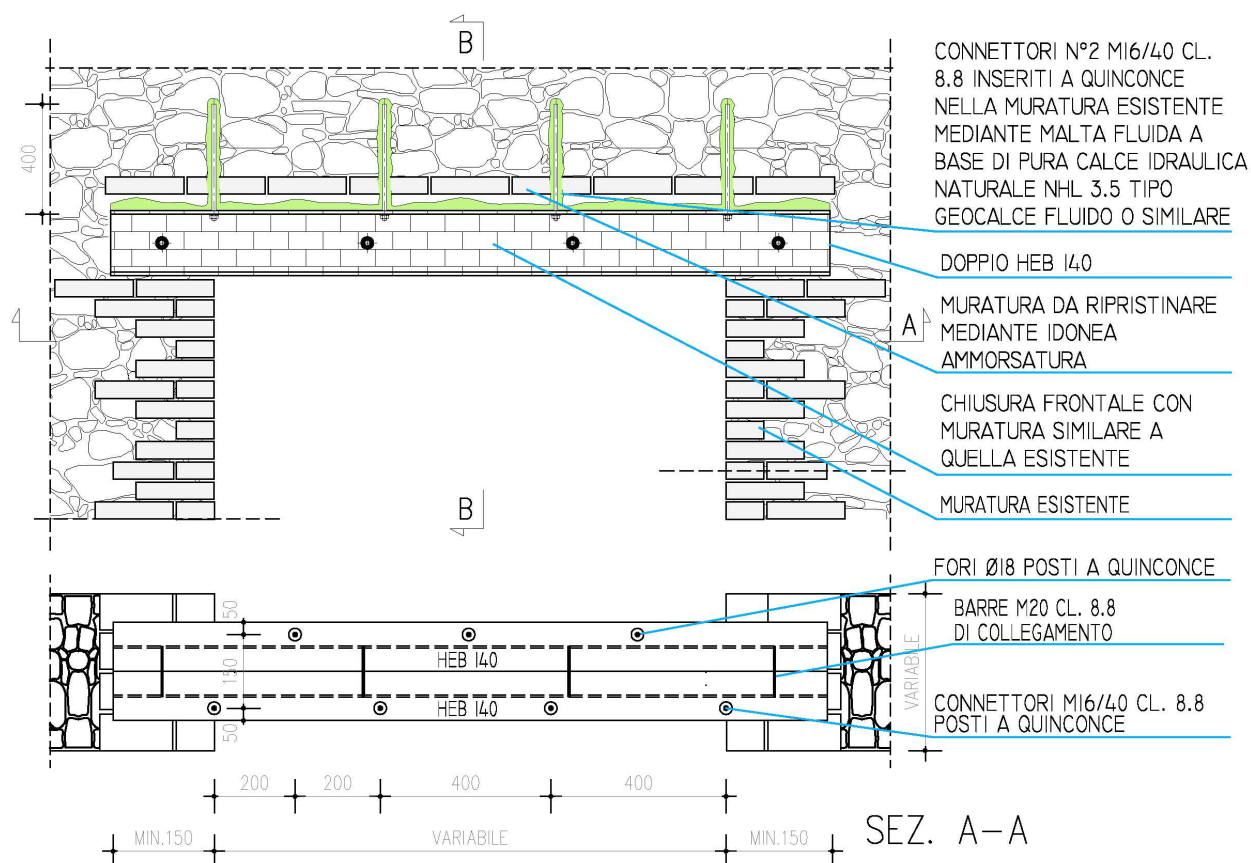
PARTICOLARE CURA ANDRÀ POSTA NELL'ESECUZIONE, LA BUONA RUSCITA DELL'INTERVENTO È AFFIDATA ALL'ADERENZA DEGLI ELEMENTI METALLICI CON LA MISCELA DI INIEZIONE E DI QUESTA ALLA MURATURA ED AL PILASTRO IN C.A..

**Figura 4-12:** intervento di "cucitura armata" per la connessione della muratura di controvento con quelle del prospetto e di spina.

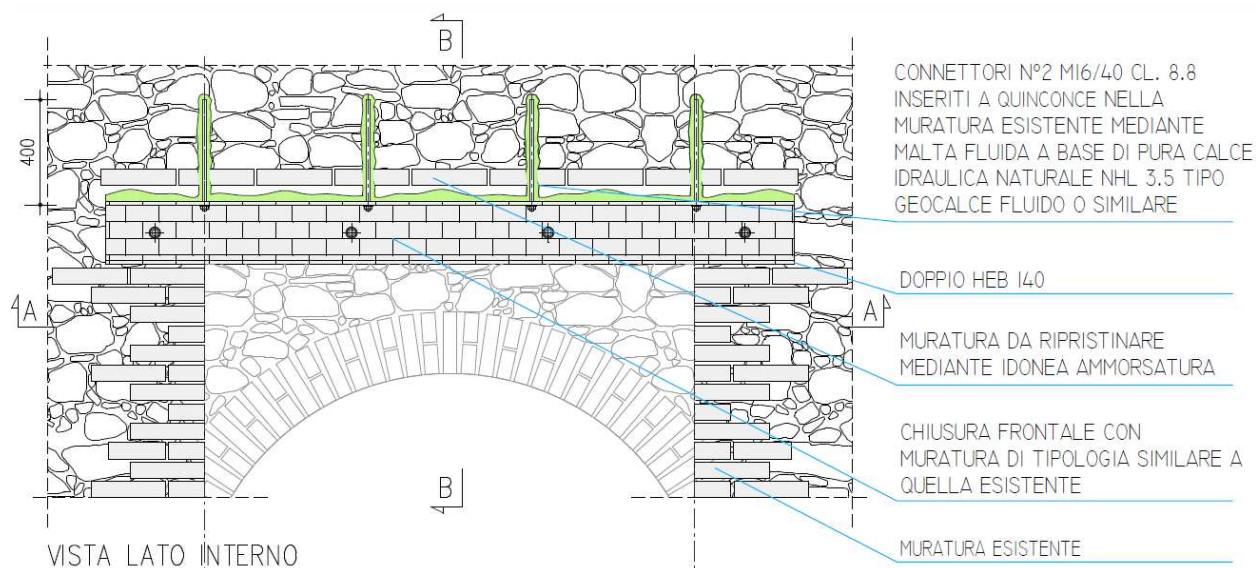
### 4.3.3 CONSOLIDAMENTO LOCALIZZATO DEGLI ARCHITRAVE E DELLE FASCE DI PIANO

Per il consolidamento delle fasce di piano in corrispondenza delle aperture è stato previsto l'inserimento, sopra l'apertura, di profilati in acciaio di sezione HEB140 collegati alla sovrastante muratura mediante barre filettate M16 in acciaio 8.8 inghisate nella muratura con malta a base di calce idraulica naturale NHL 3.5.



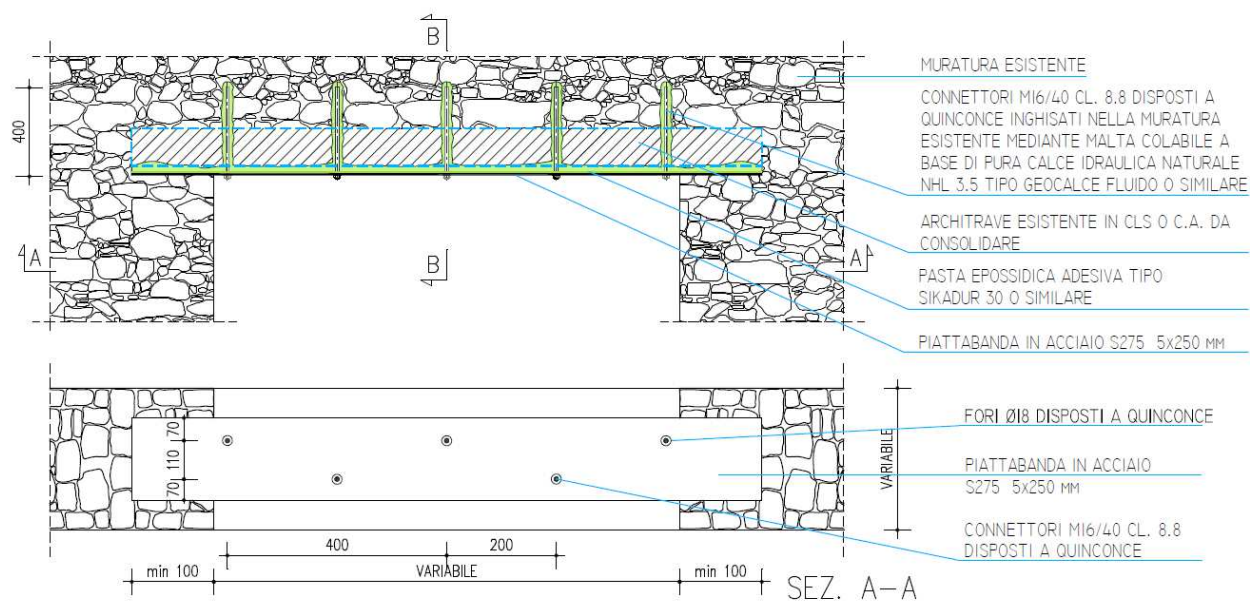


**Figura 4-13:** intervento inserimento architrave su apertura

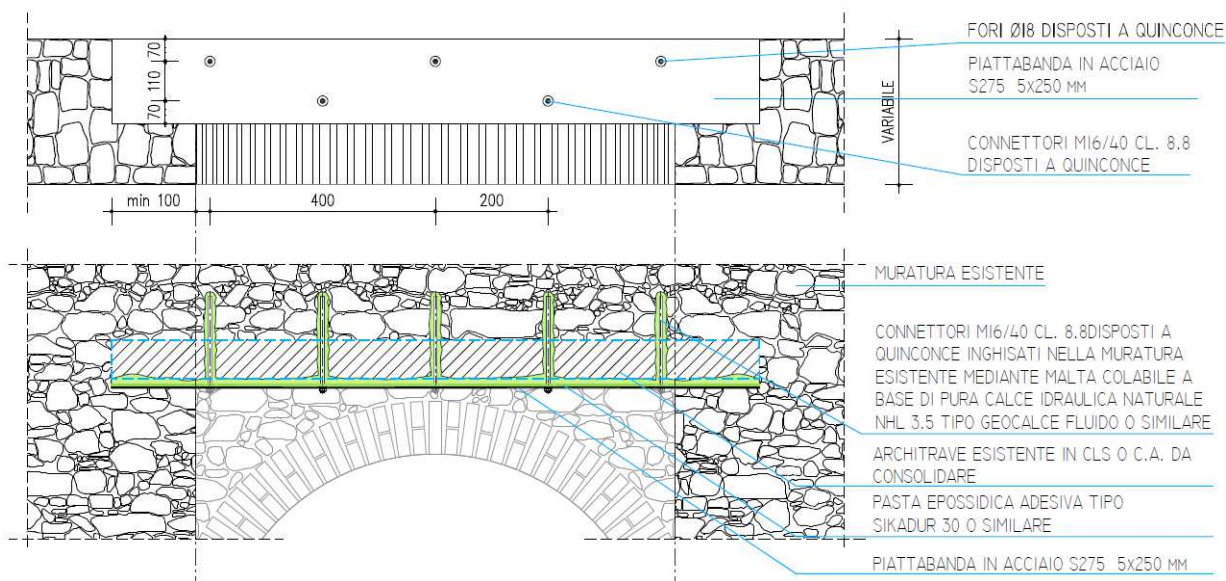


**Figura 4-14:** intervento inserimento architrave su apertura ad arco

Ove si riscontri la presenza di architravi in calcestruzzo od in c.a. sopra le aperture, si procederà con il consolidamento dell'architrave esistente mediante applicazione ad intradosso di un piatto 250x5 mm in acciaio S275 collegato mediante incollaggio strutturale all'architrave e mediante barre filettate M16 in acciaio 8.8 inghisate nella muratura con malta a base di calce idraulica naturale NHL 3.5.



**Figura 4-15:** intervento inserimento piattabanda su apertura con architrave in c.a.



**Figura 4-16:** intervento inserimento piattabanda su apertura ad arco con architrave in c.a.

#### 4.3.4 INTERVENTI SULLE TRAVI IN C.A.

In considerazione della scadente resistenza residua a compressione del conglomerato cementizio delle strutture portanti di elevazione in c.a. e del ridotto quantitativo di staffe presenti nelle travi di piano, è stato previsto il consolidamento a taglio di dette travi.

Il consolidamento verrà effettuato secondo due diverse tipologie di intervento. Per le travi di sezione 32x75 del primo impalcato (piano seminterrato) e per tutte le travi di piano del secondo impalcato (piano rialzato) è stato previsto un consolidamento mediante inserimento ad intradosso di un profilato UPN 160 od UPN 180, connesso alla trave mediante incollaggio strutturale e poggiante su selle in acciaio collegate alle murature/pilastri in c.a. mediante piastra e contropiastra e barre filettate passanti.

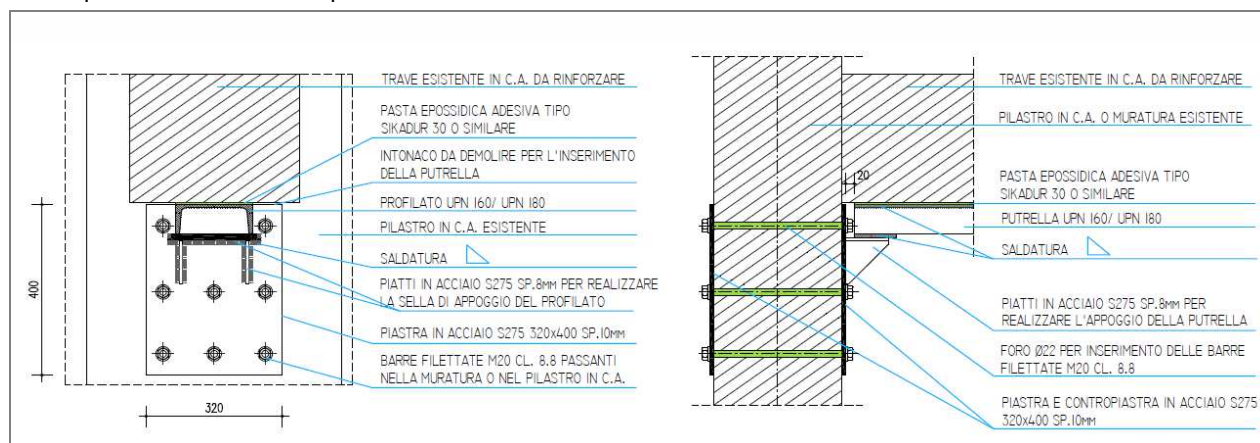


Figura 4-17: intervento di rinforzo delle travi in c.a. con inserimento ad intradosso di profilati in acciaio

Per le travi 25x60 del primo impalcato (piano seminterrato) è stato previsto il rinforzo a taglio in prossimità della sezione di vincolo mediante fasciatura ad "U" della trave con fasce di tessuto in acciaio ad alta resistenza applicate mediante incollaggio strutturale.

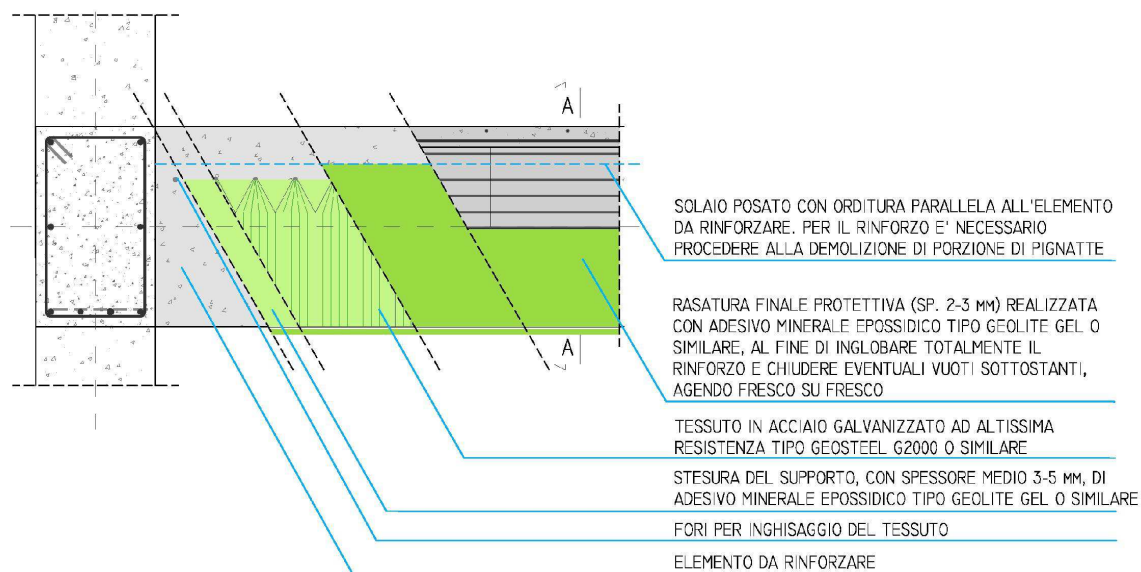
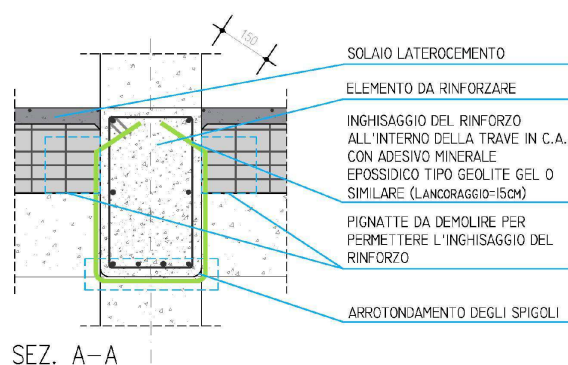


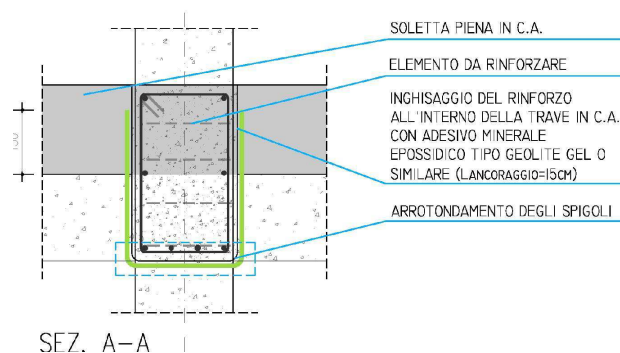
Figura 4-18: intervento di rinforzo a taglio travi in c.a. mediante fasciatura in fibra di acciaio



IN CASO DI SOLAIO IN LATEROCEMENTO

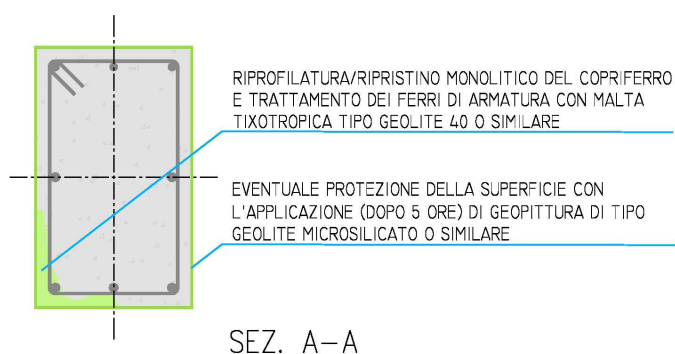
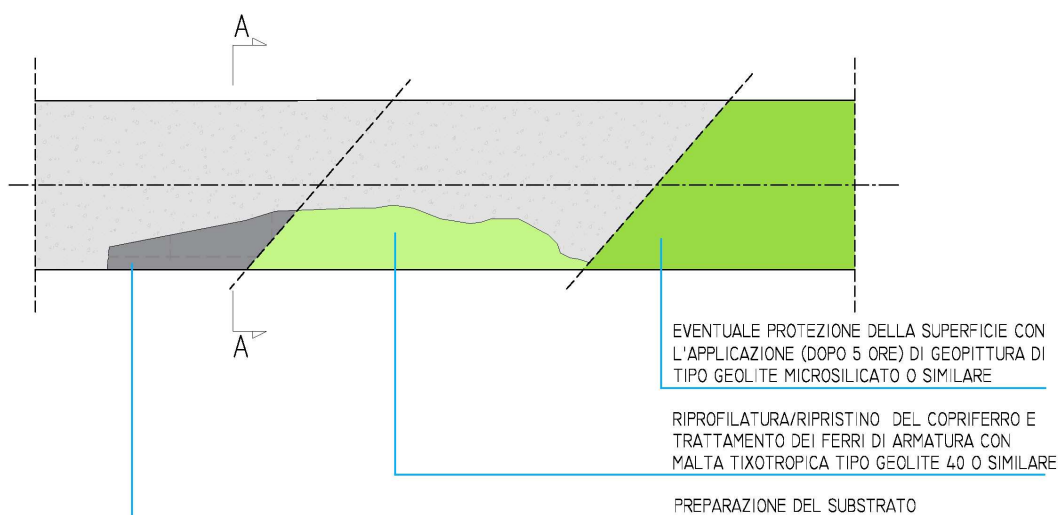


IN CASO DI SOLETTA PIENA IN C.A.



**Figura 4-19:** particolare intervento di rinforzo a taglio travi in c.a. mediante fasciatura in fibra di acciaio

Qualora all'atto dei lavori si riscontri la presenza di travi ammalorate o con distacchi di porzioni di copriferro, si procederà alla rimozione del calcestruzzo ammalorato ed alla riprofilatura della sezione mediante malta tixotropica da ripristino.



**Figura 4-20:** intervento di ripristino del copriferro o riprofilatura della sezione

#### 4.4 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI PER GLI INTERVENTI DI PROGETTO

##### 1) Strutture in c.a.

Per le strutture in c.a. di nuova realizzazione (cordolo di fondazione) si prevede di utilizzare i seguenti materiali:

- Conglomerato cementizio magro: C12/15;
- Conglomerato cementizio strutture di fondazione e controterra: C25/30, slump S4, classe esp. XC2
- Barre di armatura ad aderenza migliorata: B450C;

##### 2) Strutture in acciaio

Per le strutture in acciaio (profilati e piatti di consolidamento, barre filettate di connessione e bulloneria) si prevede di utilizzare i seguenti materiali:

- Acciaio da carpenteria (profilati, piatti): S275J0, zincato;
- Viti, bulloni e barre filettate: Classe 8.8;
- Dadi: 8;

Le strutture in acciaio dovranno essere realizzate in classe di esecuzione EXC3 secondo norma UNI EN 1090. Le saldature dovranno essere realizzate in officina.

##### 3) Resine per inghisaggio di barre entro strutture in c.a.

Per l'installazione di barre filettate o di barre di armatura entro strutture in c.a. esistenti si utilizza un ancorante chimico tipo Hilti "HIT-RE 500-SD" od equivalente.

##### 4) Resine per incollaggio strutturale di elementi in acciaio

Per l'incollaggio strutturale di piatti in acciaio su strutture in c.a. si utilizza una resina epossidica in pasta tipo Sika "Sikadur-30" od equivalente avente le caratteristiche minime di seguito riportate.

- |  |      |     |
|--|------|-----|
| - Resistenza a compressione a 7 giorni | 70   | MPa |
| - Resistenza a taglio a 7 giorni       | 14   | MPa |
| - Resistenza a trazione a 7 giorni     | 24   | MPa |
| - Adesione sull'acciaio                | 21   | MPa |
| - Modulo elastico a compressione       | 9,6  | GPa |
| - Modulo elastico a trazione           | 11,2 | GPa |

##### 5) Elementi in laterizio per la chiusura di nicchie ed aperture e per scuci e cucì.

Per la realizzazione di interventi di scuci e cucì su murature esistenti e per la chiusura di nicchie si prevede l'utilizzo di elementi portanti in laterizio pieno aventi le caratteristiche minime riportate nella tabella seguente. Come indicato nel §11.10.1 del D.M. 14/01/2008, gli elementi devono essere conformi alle norme europee armonizzate della serie UNI EN 771 e recare la Marcatura CE.

- |   |                                    |
|---|------------------------------------|
| - Tipologia   | Blocco portante in laterizio pieno |
| - Percentuale di foratura                           | ≤ 15 %                             |
| - Resistenza caratteristica a compressione $f_{bk}$ | > 15 [MPa]                         |

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche vale quanto indicato al § 11.10.1.1 del D.M. 14/01/2008.

##### 6) Tessuti in fibra di acciaio per il consolidamento delle strutture in muratura ed in c.a.

Per il consolidamento delle strutture in esistenti in muratura ed in c.a. mediante applicazione di tessuti unidirezionali in fibra di acciaio si prevede di utilizzare un tessuto unidirezionale in fibra di acciaio galvanizzata ad altissima resistenza tipo Kerakoll "GeoSteel G2000" avente le caratteristiche minime di seguito riportate sotto riportate oppure altro tessuto similare aventi le medesime caratteristiche:

- |  |        |                 |
|--|--------|-----------------|
| - Tensione caratteristica a trazione del filo in acciaio | 2900   | MPa             |
| - Modulo elastico del filo in acciaio                    | 205    | GPa             |
| - Area del filo in acciaio                               | 0,1076 | mm <sup>2</sup> |

- Area effettiva di un trefolo 3x2 (5 fili)	0,538	mm <sup>2</sup>
- N° trefoli/cm	4,72	trefoli/cm
- Massa del tessuto	2000	g/m <sup>2</sup>
- Spessore equivalente del nastro di rinforzo	0.254	mm
- Carico di rottura caratteristica di un trefolo	1500	N
- Resistenza caratteristica del nastro di rinforzo	2800	MPa
- Modulo di elasticità normale del nastro di rinforzo	190	GPa
- Deformazione a rottura del nastro di rinforzo	1.5	%

7) Malta tixotropica per il ripristino di strutture in c.a.

Per la preparazione e la rasatura di superfici di strutture esistenti in c.a. è stato previsto l'utilizzo di una malta tixotropica tipo Kerakoll "GeoLite 40®" avente le caratteristiche minime di seguito riportate.

- Resistenza a compressione	45	MPa
- Resistenza a trazione	9	MPa
- Modulo elastico a compressione	21	GPa

8) Malta tixotropica per l'applicazione di tessuti di rinforzo in fibra di acciaio del tipo Geosteel G2000 su strutture in muratura

Per l'applicazione in situ dei tessuti unidirezionali in fibra di acciaio galvanizzata ad altissima resistenza tipo Kerakoll "GeoSteel G2000" su strutture esistenti in muratura è stato previsto l'utilizzo di una malta tixotropica tipo Kerakoll "GeoLite®" avente le caratteristiche minime di seguito riportate. È possibile utilizzare altre tipologie di malte od adesivi purché con caratteristiche meccaniche almeno equivalenti e conformi ai requisiti delle linee guida CNR-DT 200 R1/2013 per l'incollaggio dei sistemi di rinforzo strutturale.

- Resistenza a compressione	55	MPa
- Resistenza a trazione	10	MPa
- Modulo elastico a compressione	5,3	GPa
- Modulo elastico a flessione	2,5	GPa

9) Adesivo minerale epossidico per l'applicazione di tessuti di rinforzo in fibra di acciaio del tipo Geosteel G2000 su strutture in c.a.

Per il consolidamento di strutture esistenti in c.a. mediante applicazione di rinforzi in tessuto di fibra di acciaio tipo Kerakoll "GeoSteel G2000" si prevede di utilizzare un adesivo minerale epossidico tipo GEOLITE GEL con le seguenti caratteristiche:

- Resistenza a trazione:	14 MPa;
- Resistenza a taglio:	12 MPa;
- Ritiro lineare:	0.1 %;
- Modulo elastico secante a compressione:	2.0 GPa;

10) Malta a base di calce idraulica per inghisaggio barre entro strutture in muratura e per consolidamento muratura

Per l'inghisaggio di barre di armatura o barre filettate entro le murature e per realizzare il consolidamento delle murature mediante iniezioni si prevede di utilizzare leganti a base di calce idraulica naturale NHL 3.5, GEOCALCE FLUIDO o similare, a norma EN 459-1, avente le seguenti caratteristiche:

- Materiale:	Calce naturale NHL 3.5 e geolegante;
- Classe della malta:	M15;
- Resistenza a compressione a 28 giorni:	15 MPa;
- Modulo elastico statico:	9,5 GPa;
- Resistenza allo sfilamento di barre di acciaio:	3,5 MPa;

11) Malta a base di calce idraulica naturale per interventi di scuci e cucì, chiusura nicchie, stuccatura, rinzeppatura

Per il consolidamento delle strutture esistenti in muratura e la loro parziale ricostruzione ("scuci e cucì", chiusura nicchie etc.) si prevede di utilizzare una malta di calce idraulica naturale NHL 3.5, tipo GEOCALCE o similari, a norma EN 459-1, avente le seguenti caratteristiche:

- Materiale: Calce naturale NHL 3.5 e geolegante;
- Classe della malta: M15;
- Resistenza a compressione a 28 giorni: 15 MPa;
- Resistenza a trazione per flessione a 28 giorni: 5 MPa;
- Adesione su laterizio: 1 MPa;
- Legame di aderenza: 0,8 MPa;
- Modulo elastico a compressione: 9,23 GPa;

## 5 METODI DI ANALISI E VERIFICA

### 5.1 CRITERI GENERALI

Il progetto di consolidamento strutturale e di adeguamento sismico dell'edificio è stato realizzato verificando la sicurezza degli elementi strutturali sia per carichi statici che per carichi sismici, considerando per quest'ultimi un'azione sismica di progetto pari a quella prevista dalla vigente normativa per il progetto di nuove costruzioni.

La scelta del tipo di intervento, il dimensionamento dei rinforzi e l'analisi strutturale della struttura post-intervento e le corrispondenti verifiche di sicurezza sono state svolte ai sensi del D.M. 14/01/08 e della relativa Circolare applicativa (Circolare 617/09).

La sicurezza strutturale dell'edificio post-intervento è stata verificata attraverso il confronto tra la resistenza degli elementi resistenti e le sollecitazioni su di essi agenti:

$$R_d \geq E_d$$

Dove

$R_d$  è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto  $F_{dj} = F_{kj} \gamma_{Fj}$  delle azioni come indicato nel § 2.5.3, o direttamente  $E_{dj} = E_{kj} \gamma_{Ej}$ .

I coefficienti parziali di sicurezza,  $\gamma_{Mi}$  e  $\gamma_{Fj}$ , associati rispettivamente al materiale  $i$ -esimo e all'azione  $j$ -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

Il comportamento globale della struttura, nel suo stato di progetto, è stato studiato mediante un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta utilizzando i criteri di modellazione e verifica definiti ai punti del D.M. 14/01/2008: 7.2 (modellazione), 7.8.1.5 (metodi di analisi) e 4.5.6, 7.8.2 (verifiche di sicurezza), con le precisazioni del punto C8.7.1.5 (modelli di capacità per la valutazione) relativo alla Circolare applicativa al D.M. 14/01/2008.

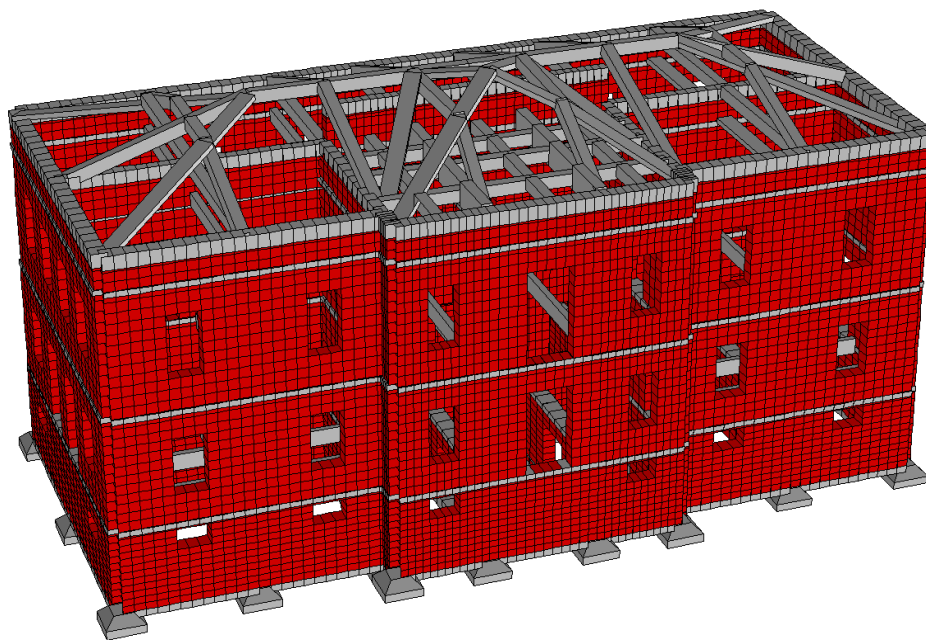


Figura 5-1: Modello di calcolo FEM dell'edificio



Poiché il §8.3 del D.M. 14/1/2008 riporta che “La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU (...). Le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC)”, il dimensionamento degli interventi di consolidamento è stato effettuato allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

## 5.2 CARICHI E SOVRACCARICHI

### 5.2.1 ANALISI DI CARICO DEI SOLAI

Le analisi dei carichi utilizzate nella fase di progettazione dell'intervento di consolidamento statico ed adeguamento sismico sono le stesse definite nella relazione di vulnerabilità e nel progetto definitivo in quanto, considerando il buono stato di conservazione degli orizzontamenti, non sono stati previsti interventi di consolidamento che comportino una variazione dei carichi e sovraccarichi agenti sulla struttura; vengono pertanto qui riportate integralmente le analisi dei carichi presenti nella relazione di vulnerabilità sismica.

SOLAIO IN LATERO CEMENTO 12+4cm										
	Carico inserito	Peso specifico	Spessore	Carico calcolato	Peso specifico	Larghezza	Altezza	Interasse	Carico calcolato	Carico parziale
	[daN/mq]	[daN/mc]	[cm]	[daN/mq]	[daN/mc]	[cm]	[cm]	[cm]	[daN/mq]	[daN/mq]
<b>CARICO PERM. STRUTTURALE -G1-</b>										
Solaio 12+4cm gettato in opera	230.00			0.00					0.00	230.00
									Totale Perm. Strutt. G1k	230.00 daN/mq
<b>CARICO PERMANENTE PORTATO</b>										
Massetto di finitura Sp. 4cm		1400	4.00	56.00					0.00	56.00
Pavimento		2000	1.00	20.00					0.00	20.00
Incidenza Tramezzi	100.00			0.00					0.00	100.00
									Totale Perm. Port. G2k	176.00 daN/mq
<b>CARICO VARIABILE</b>										
B Uffici aperti al pubblico - Cat. B2	300.00			0.00					0.00	300.00
				0.00					0.00	0.00
									Totale Variabile Qk	300.00 daN/mq

**Tabella 5-1:** Analisi dei carichi del solaio in laterocemento 12+4 cm.

SOLAIO IN SOLETTA PIENA 17cm										
	Carico inserito	Peso specifico	Spessore	Carico calcolato	Peso specifico	Larghezza	Altezza	Interasse	Carico calcolato	Carico parziale
	[daN/mq]	[daN/mc]	[cm]	[daN/mq]	[daN/mc]	[cm]	[cm]	[cm]	[daN/mq]	[daN/mq]
<b>CARICO PERMANENTE STRUTTURALE</b>										
Solella Bidirezionale 17cm		2500	17.00	425.00					0.00	425.00
									Totale Perm. Strutt. G1k	425.00 daN/mq
<b>CARICO PERMANENTE PORTATO</b>										
Massetto di finitura Sp. 4cm		1400	4.00	56.00						56.00
Pavimento		2000	1.00	20.00					0.00	20.00
Incidenza Tramezzi	100.00			0.00					0.00	100.00
									Totale Perm. Port. G2k	176.00 daN/mq
<b>CARICO VARIABILE</b>										
B Uffici aperti al pubblico - Cat. B2	300.00			0.00					0.00	300.00
				0.00					0.00	0.00
									Totale Variabile Qk	300.00 daN/mq

**Tabella 5-2:** Analisi dei carichi del solaio in soletta piena 17 cm.

SOLAIO IN LATERO CEMENTO 12+4cm											
	Carico inserito	Peso specifico	Spessore	Carico calcolato	Peso specifico	Larghezza	Altezza	Interasse	Carico calcolato	Carico parziale	
	[daN/mq]	[daN/mc]	[cm]	[daN/mq]	[daN/mc]	[cm]	[cm]	[cm]	[daN/mq]	[daN/mq]	
<b>CARICO PERM. STRUTTURALE -G1-</b>											
Solaio 12+4cm gettato in opera	230.00			0.00					0.00	230.00	
	Totale Perm. Strutt. G1k									<b>230.00</b>	daN/mq
<b>CARICO PERMANENTE PORTATO</b>											
Massetto di finitura Sp. 4cm		1400	4.00	56.00					0.00	56.00	
Pavimento		2000	1.00	20.00					0.00	20.00	
Incidenza Tramezzi	100.00			0.00					0.00	100.00	
	Totale Perm. Port. G2k									<b>176.00</b>	daN/mq
<b>CARICO VARIABILE</b>											
H Coperture e sottotetti - Cat.H1	50.00			0.00					0.00	50.00	
				0.00					0.00	0.00	
	Totale Variabile Qk									<b>50.00</b>	daN/mq

**Tabella 5-3:** Analisi dei carichi del solaio in laterocemento 12+4 cm del sottotetto.

SOLAIO IN SOLETTA PIENA 7cm											
	Carico inserito	Peso specifico	Spessore	Carico calcolato	Peso specifico	Larghezza	Altezza	Interasse	Carico calcolato	Carico parziale	
	[daN/mq]	[daN/mc]	[cm]	[daN/mq]	[daN/mc]	[cm]	[cm]	[cm]	[daN/mq]	[daN/mq]	
<b>CARICO PERMANENTE STRUTTURALE</b>											
Soletta Bidirezionale 7cm		2500	7.00	175.00					0.00	175.00	
	Totale Perm. Strutt. G1k									<b>175.00</b>	daN/mq
<b>CARICO PERMANENTE PORTATO</b>											
Massetto di finitura Sp. 4cm	50.00	1400	4.00	56.00						50.00	
Pavimento		2000	1.00	20.00					0.00	20.00	
Incidenza Tramezzi	100.00			0.00					0.00	100.00	
	Totale Perm. Port. G2k									<b>170.00</b>	daN/mq
<b>CARICO VARIABILE</b>											
H Coperture e sottotetti - Cat.H1	50.00			0.00					0.00	50.00	
				0.00					0.00	0.00	
	Totale Variabile Qk									<b>50.00</b>	daN/mq

**Tabella 5-4:** Analisi dei carichi del solaio in soletta piena 7 cm.

SOLAIO IN PUTRELLE E TAVEOLLONI											
	Carico inserito	Peso specifico	Spessore	Carico calcolato	Peso specifico	Larghezza	Altezza	Interasse	Carico calcolato	Carico parziale	
	[daN/mq]	[daN/mc]	[cm]	[daN/mq]	[daN/mc]	[cm]	[cm]	[cm]	[daN/mq]	[daN/mq]	
<b>CARICO PERMANENTE STRUTTURALE</b>											
Putrelle (dimensioni ipotizzate IPE 140) interasse 110 cm	12.00			0.00					0.00	12.00	
Tavelloni 6cm		600	6.00	36.00					0.00	36.00	
	Totale Perm. Strutt. G1k									<b>48.00</b>	daN/mq
<b>CARICO PERMANENTE PORTATO</b>											
Massetto di finitura Sp. 6cm	50.00	1400	6.00	84.00						50.00	
Pavimento		2000	1.00	20.00					0.00	20.00	
Incidenza Tramezzi	100.00			0.00					0.00	100.00	
	Totale Perm. Port. G2k									<b>170.00</b>	daN/mq
<b>CARICO VARIABILE</b>											
H Coperture e sottotetti - Cat.H1	50.00			0.00					0.00	50.00	
				0.00					0.00	0.00	
	Totale Variabile Qk									<b>50.00</b>	daN/mq

**Tabella 5-5:** Analisi dei carichi del solaio putrelle e tavelloni.

SOLAIO DI COPERTURA											
SOLAIO IN LATERO CEMENTO 16+4cm											
	Carico inserito	Peso specifico	Spessore	Carico calcolato	Peso specifico	Larghezza	Altezza	Interasse	Carico calcolato	Carico parziale	
	[daN/mq]	[daN/mc]	[cm]	[daN/mq]	[daN/mc]	[cm]	[cm]	[cm]	[daN/mq]	[daN/mq]	
<b>CARICO PERM. STRUTTURALE -G1-</b>											
Solaio 12+4cm gettato in opera	270.00			0.00					0.00	270.00	
	Totale Perm. Strutt. G1k									<b>270.00</b>	daN/mq
<b>CARICO PERMANENTE PORTATO</b>											
Massetto di finitura Sp. 4cm		1400	4.00	56.00					0.00	56.00	
Isolamento	30.00			0.00					0.00	30.00	
Manto di copertura	80.00			0.00					0.00	80.00	
	Totale Perm. Port. G2k									<b>166.00</b>	daN/mq
<b>CARICO VARIABILE</b>											
H Coperture e sottotetti - Cat.H1	50.00			0.00					0.00	50.00	
Neve Zona III	108.00			0.00					0.00	108.00	
	Totale Variabile Qk									<b>158.00</b>	daN/mq

**Tabella 5-6:** Analisi dei carichi del solaio di copertura.

## 5.2.2 SOVRACCARICHI VARIABILI

I sovraccarichi variabili sono stati determinati, in funzione dell'attuale destinazione d'uso degli ambienti ed in base a quanto indicato nella tabella 3.1.II del DM 14/01/08 di seguito riportata in Tabella 5-7.

**Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici**

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale.</b> Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	<b>Uffici.</b> Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b> Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
H	<b>Coperture e sottotetti</b> Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50  secondo categoria di appartenenza —	1,20  —	1,00  —

**Tabella 5-7:** Stralcio Tabella 3.1.II del D.M. 14/01/08 con i sovraccarichi variabili di esercizio considerati.

Nello specifico sono stati considerati i seguenti sovraccarichi variabili:

- **Ambienti in uso al Comune:** equiparati ad una categoria *B2 – Uffici aperti al pubblico* con un sovraccarico variabile  $q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$ ;

- **Scale e pianerottoli:** categoria C2 - *Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi* con un sovraccarico variabile  $q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$ ;
- **Sottotetti accessibili per sola manutenzione:** categoria H1 - *Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione*; con un sovraccarico variabile  $q_k = 0,50 \text{ kN/m}^2$ ;
- **Coperture (non calpestabili):** categoria H1 - *Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione*; con un sovraccarico variabile  $q_k = 0,50 \text{ kN/m}^2$ , da sommarsi al sovraccarico della neve;

### 5.2.3 SOVRACCARICO NEVE

La determinazione del carico della neve agente sui solai di copertura e sui balconi è stata effettuata in riferimento al §3.4 del D.M. 14/01/2008, secondo cui il carico da neve  $q_s$  sulla copertura è dato dall'espressione:

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

ove:

$q_s$  è il carico da neve sulla copertura;

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura;

$q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo [ $\text{kN/m}^2$ ] per un periodo di ritorno di 200 anni;

$C_E$  è il coefficiente di esposizione;

$C_t$  è il coefficiente termico.

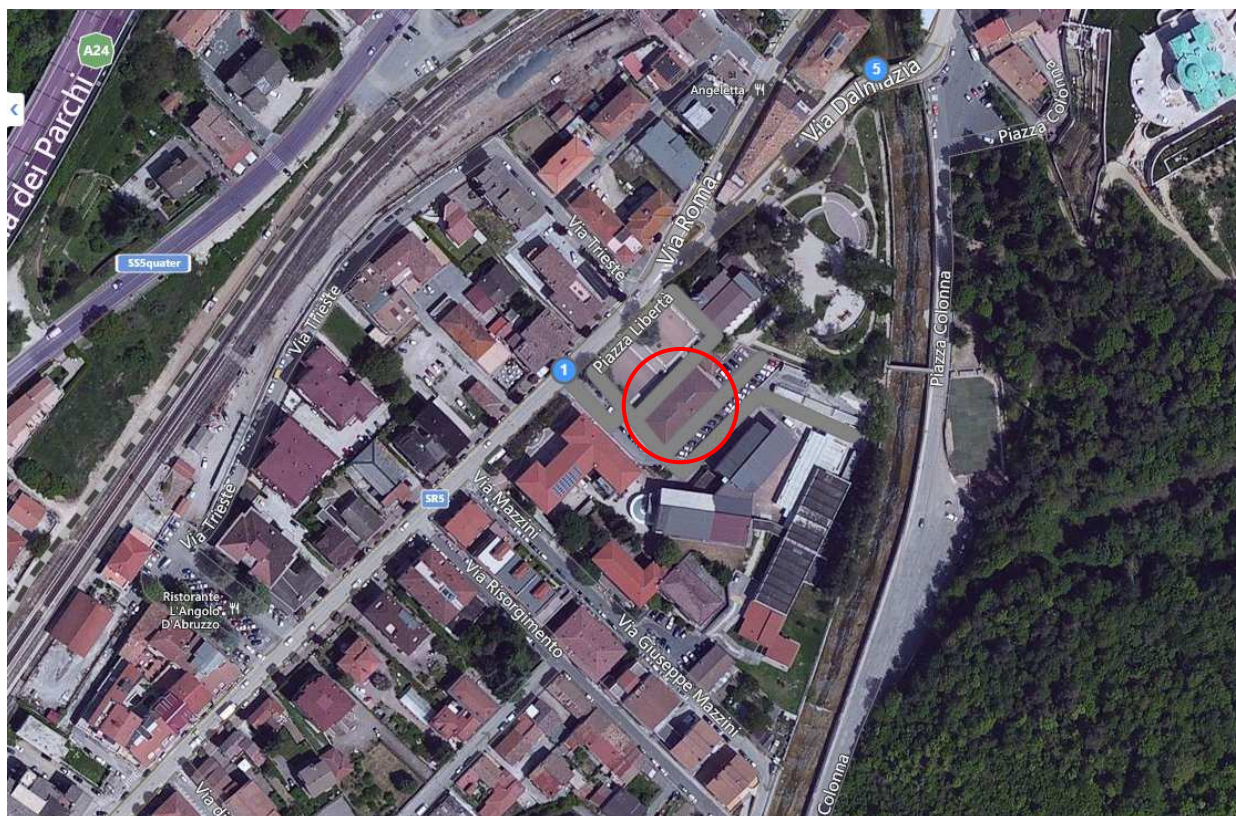
La struttura è ubicata nella **zona III (Abruzzo)**, ad una altezza sul livello del mare di 616 metri, per cui il corrispondente valore del carico da neve al suolo  $q_{sk}$  è pari a  $1,35 \text{ kN/m}^2$ .

Poiché la copertura in esame ha doppia falda, con un angolo d'inclinazione di  $14^\circ$ , è stato considerato un valore del coefficiente di forma  $\mu_i$  pari a 0,80, avendo assunto unitari gli altri coefficienti  $C_E$  e  $C_t$ .

Da quanto esposto il carico da neve  $q_s$  sulla copertura risulta quindi pari a  $0,80 \times 1,35 \times 1,00 \times 1,00 = 1,08 \text{ kN/m}^2$ .

### 5.2.4 AZIONE SISMICA

La pericolosità sismica per il sito oggetto di studio e la determinazione della vita nominale e della classe d'uso dell'edificio (Tabella 5-8) permettono di definire il periodo di ritorno del sisma per i diversi stati limite di progetto ed i parametri necessari alla definizione dei corrispondenti spettri di risposta elastici ai sensi del D.M. 14/01/2008..



**Figura 5-2:** Vista satellitare con ubicazione dell'edificio.

LATITUDINE	LONGITUDINE
42.098	13.084
Classe d'uso	IV
Vita nominale dell'opera $V_N$	100 anni

**Tabella 5-8:** Ubicazione del sito e caratteristiche dell'opera in oggetto

Nel caso in esame i valori di  $a_g$  per ciascuno stato limite ed i parametri necessari per la definizione dello spettro elastico sono sintetizzati nella Tabella 5-9.

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0.078	2.483	0.289
SLD	101	0.096	2.431	0.306
SLV	949	0.211	2.489	0.348
SLC	1950	0.259	2.505	0.360

**Tabella 5-9:** Parametri di pericolosità sismica

Le indagini geognostiche e geofisiche eseguite sul terreno di sedime hanno permesso di individuare la categorie di suolo di riferimento per il sito di riferimento secondo la parametrizzazione convenzionale dei terreni delle Tabelle 3.2.II e 3.2.III del D.M. 14/01/08 come di seguito riportato:

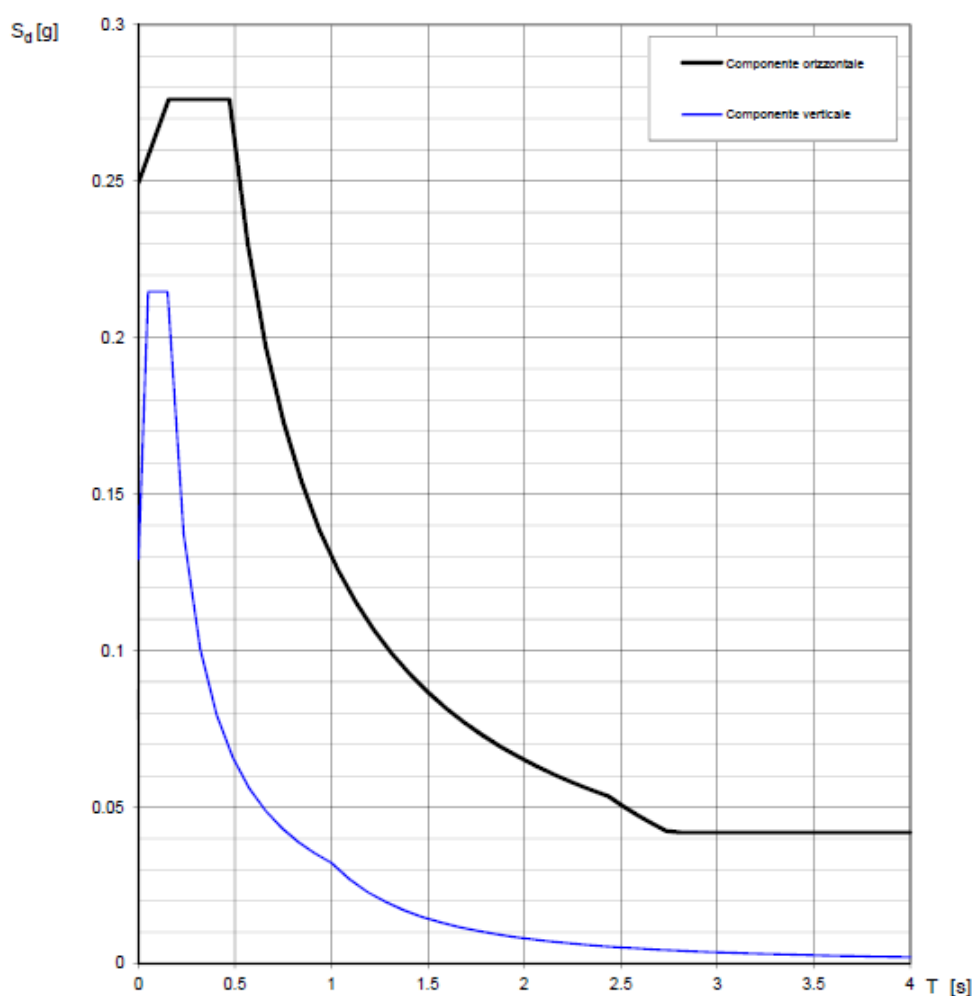
**“B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti** con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $N_{SPT,30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} > 250$  kPa nei terreni a grana fina).”

In considerazione della topografia del sito del complesso edilizio è stata inoltre assunta una categoria topografica: **“T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ”**

Nota la categoria del suolo è stato possibile definire lo spettro di risposta elastico di riferimento per lo stato limite di progetto agli SLV. Lo spettro di progetto viene ottenuto a partire dallo spettro elastico considerando le capacità dissipative del sistema mediante l'introduzione di un fattore riduttivo (fattore di struttura) legato alle caratteristiche di regolarità e tipologia strutturale. Con riferimento al D.M. 14/01/2008 ed in assenza di più precise valutazioni, per gli edifici in muratura il fattore di struttura può essere assunto pari a  $q_0 = 2.25$ .

Lo spettro di progetto allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita è mostrato in Figura 5-3 mentre nella Figura 5-4 vengono riportati anche i valori dei parametri sismici indipendenti ( $F_0$ ,  $T_C^*$ ,  $S_S$ ,  $C_C$  ed  $S_T$ ) e dipendenti ( $S$ ,  $\eta$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ ).

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**



**Figura 5-3:** Spettro di risposta SLV di progetto



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

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.209 g
$F_0$	2.490
$T_c^*$	0.346 s
$S_g$	1.191
$C_c$	1.360
$S_T$	1.000
$q$	2.250

### Parametri dipendenti

$S$	1.191
$\eta$	0.444
$T_B$	0.157 s
$T_C$	0.471 s
$T_D$	2.438 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

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

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

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_g(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.249
$T_B \leftarrow$	0.157	0.276
$T_C \leftarrow$	0.471	0.276
	0.565	0.230
	0.658	0.198
	0.752	0.173
	0.846	0.154
	0.939	0.138
	1.033	0.128
	1.127	0.115
	1.220	0.107
	1.314	0.099
	1.408	0.092
	1.501	0.087
	1.595	0.082
	1.688	0.077
	1.782	0.073
	1.876	0.069
	1.969	0.066
	2.063	0.063
	2.157	0.060
	2.250	0.058
	2.344	0.055
$T_D \leftarrow$	2.438	0.053
	2.512	0.050
	2.586	0.047
	2.661	0.045
	2.735	0.042
	2.810	0.042
	2.884	0.042
	2.958	0.042
	3.033	0.042
	3.107	0.042
	3.182	0.042
	3.256	0.042
	3.330	0.042
	3.405	0.042
	3.479	0.042
	3.554	0.042
	3.628	0.042
	3.702	0.042
	3.777	0.042
	3.851	0.042
	3.926	0.042
	4.000	0.042

Figura 5-4: Parametri dello spettro di risposta SLV di progetto

## 5.2.5 MASSE SISMICHE

Il D.M. 14/01/08 trasformare attraverso determinati coefficienti le azioni variabili in “quasi permanenti” e fissa la frazione di massa variabile da considerare a seconda della destinazione d'uso degli ambienti.

Nel trasformare i carichi in masse si è tenuto conto di quanto previsto dal punto 3.2.4 del D.M. 14/01/08 ed assumendo che la massa da considerare per le verifiche allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita sia quella associata al seguente livello di azioni statiche:

$$G_1 + G_1 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2j}$  sono riportati nella Tabella 2.5.I del D.M. 14/01/08, qui riportata n stralcio.

**Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

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

**Tabella 5-10:** Coefficienti di combinazione secondo tabella 2.5.I del D.M. 14/01/08.

## 5.3 COMBINAZIONI DI CARICO

### 5.3.1 COMBINAZIONI DI CARICO STATICHE AGLI SLU

Nell'ambito della valutazione di sicurezza si farà riferimento anche alle azioni statiche ossia quelle azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti.

La combinazione delle azioni statiche applicata per l'analisi viene indicata dal § 2.5.3 del D.M. 14/01/2008:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove le azioni risultano:

$G_k$  valore caratteristico delle azioni permanenti, divise in  $G_{k1}$  = azioni permanenti pesi propri e  $G_{k2}$ = azioni permanenti portate

$Q_{1k}$  valore caratteristico dell'azione variabile dominante

$Q_{ik}$  valore caratteristico dell'azione variabile

$\Psi_{0i}$  coefficienti di combinazione delle varie condizioni di carico

I coefficienti parziali di sicurezza sono riportati nella Tabella 2.6.I del D.M. 14/01/2008, qui riportata in Tabella 5-11.



**Tabella 2.6.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9 1,1	1,0 1,3	1,0 1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3

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

**Tabella 5-11:** Coefficienti parziali di sicurezza secondo tabella 2.6.I del D.M. 14/01/2008

### 5.3.2 COMBINAZIONI DI CARICO SISMICHE AGLI SLV

In generale la combinazione di carico sismica utilizzata per le verifiche della sicurezza strutturale è la seguente:

$$E + G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove le azioni risultano:

$E$  azione sismica per lo stato limite in esame

$G_1$  peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

$G_2$  peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

$\psi_{2j}$  coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente dell'azione variabile  $Q_j$ ;

$Q_{kj}$  valore caratteristico della azione variabile  $Q_j$ .

Poiché l'adeguamento sismico della struttura è stato effettuato utilizzando una analisi statica non lineare la struttura è stata prima caricata staticamente mediante la combinazione  $G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$  e successivamente è stato

applicato il carico sismico come riportato nella relazione di calcolo.

## 6 RISULTATI DELLE VERIFICHE

Sono state effettuate le verifiche sia per le condizioni statiche che quelle sismiche agli stati limite ultimi considerando un'azione sismica pari a di quella di progetto allo stato limite di salvaguardia della vita, secondo il D.M. 14/01/2008.

I risultati delle analisi condotte dal programma di calcolo e le verifiche effettuate sono riportate nelle immagini di seguito riportate. Il programma di calcolo permette di visualizzare, mediante mappa di colore, il massimo valore del rapporto tra la resistenza degli elementi resistenti e le sollecitazioni su di essi agenti. Le verifiche effettuate per le varie combinazioni di calcolo sono relative al momento nel piano dei setti murari al momento fuori dal piano ed al taglio nel piano.

Se il valore risulta  $< 1$  la verifica dei setti murari è soddisfatta dopo il consolidamento con iniezioni di malte a base di calce naturale; in caso contrario è necessario procedere con un ulteriore intervento di consolidamento delle murature mediante applicazione di fasce di tessuto in fibra di acciaio.

### 6.1 VERIFICHE SLU/SLV DEI MASCHI MURARI

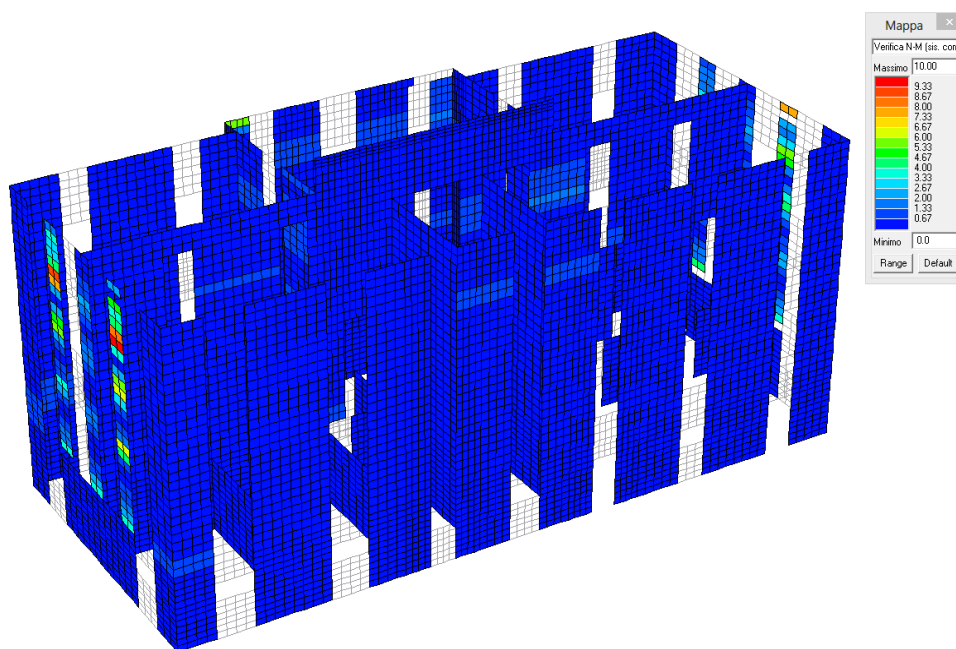
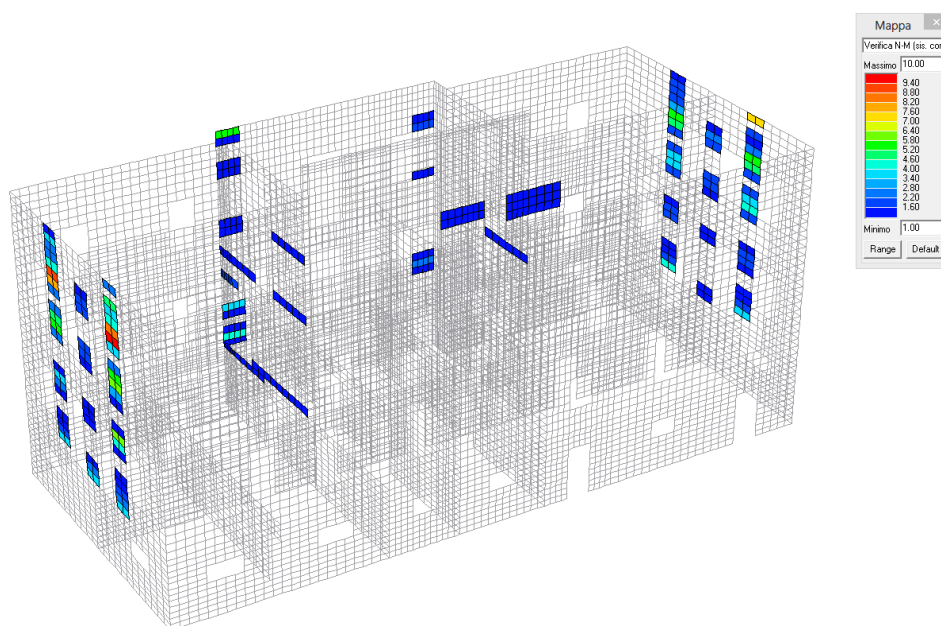
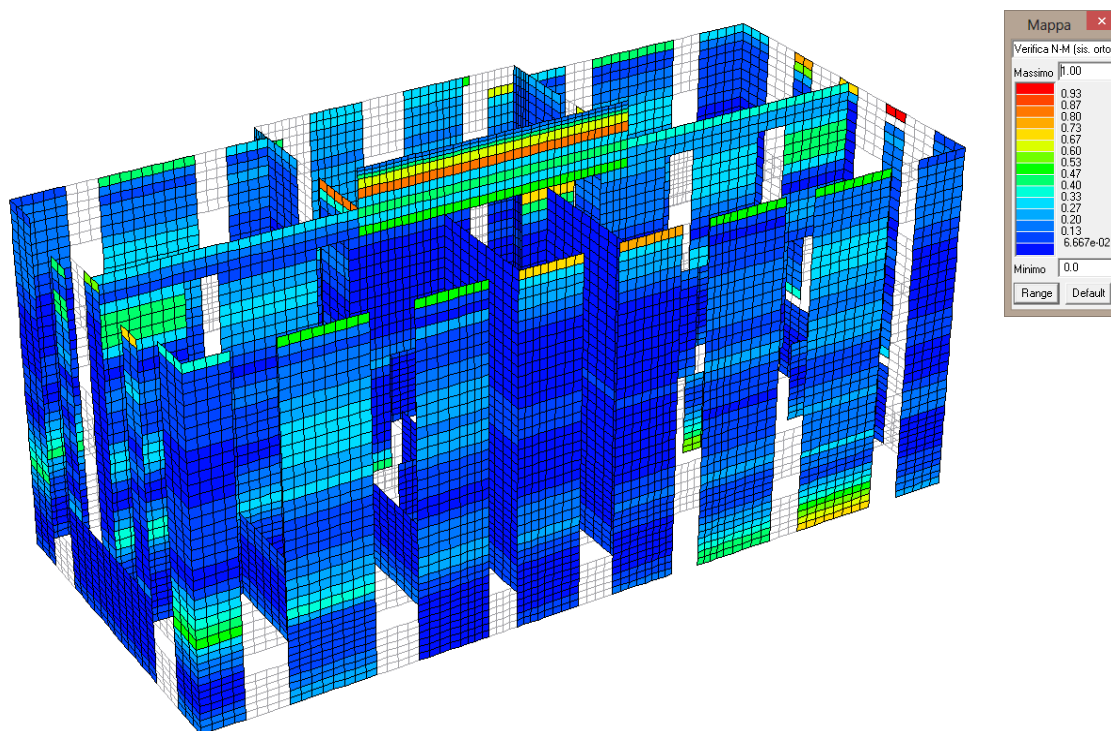


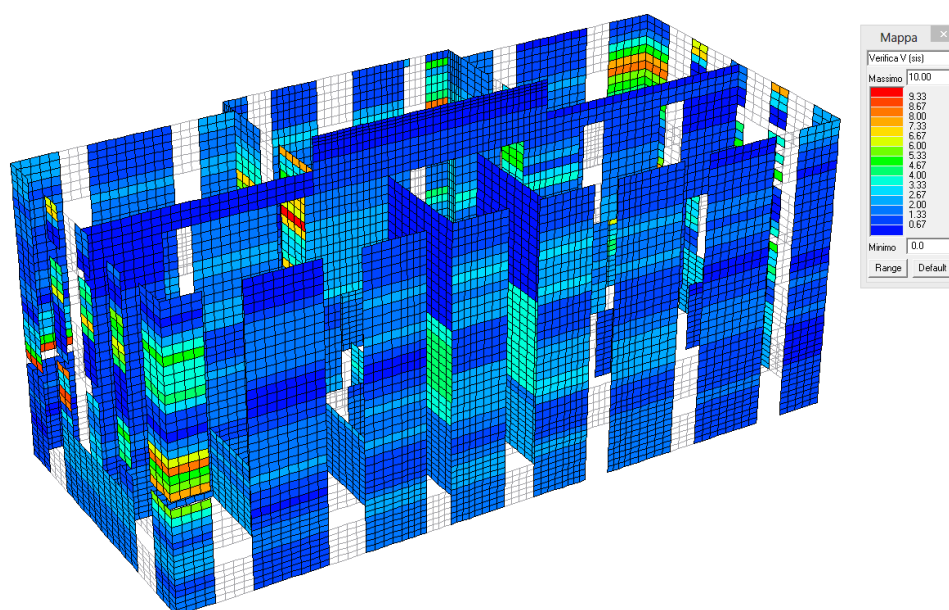
Figura 6-1: Verifica a pressoflessione nel piano dei setti murari



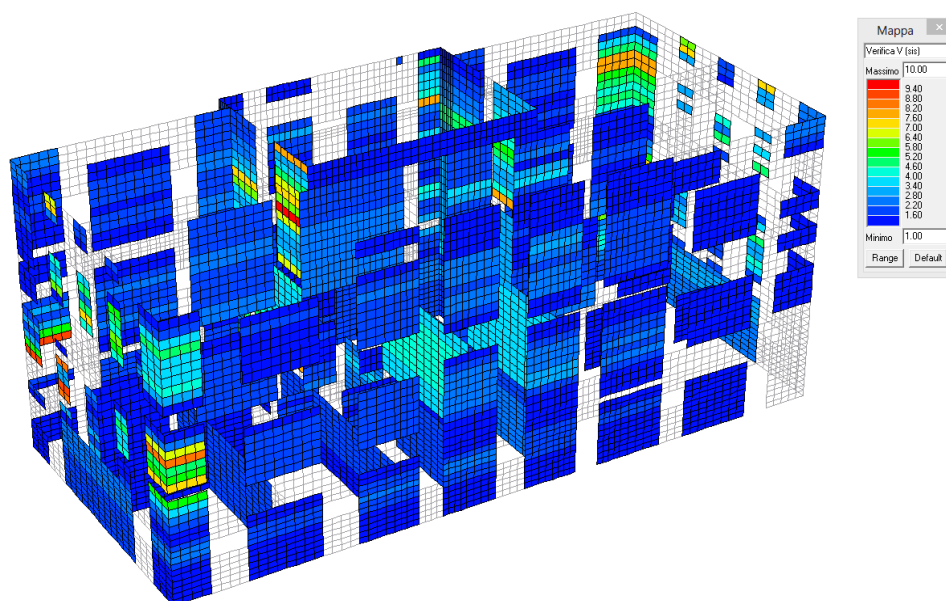
**Figura 6-2:** Individuazione dei setti murari non verificati a pressoflessione nel piano



**Figura 6-3:** Verifica a pressoflessione fuori dal piano dei setti murari



**Figura 6-4:** Verifica a taglio dei setti murari

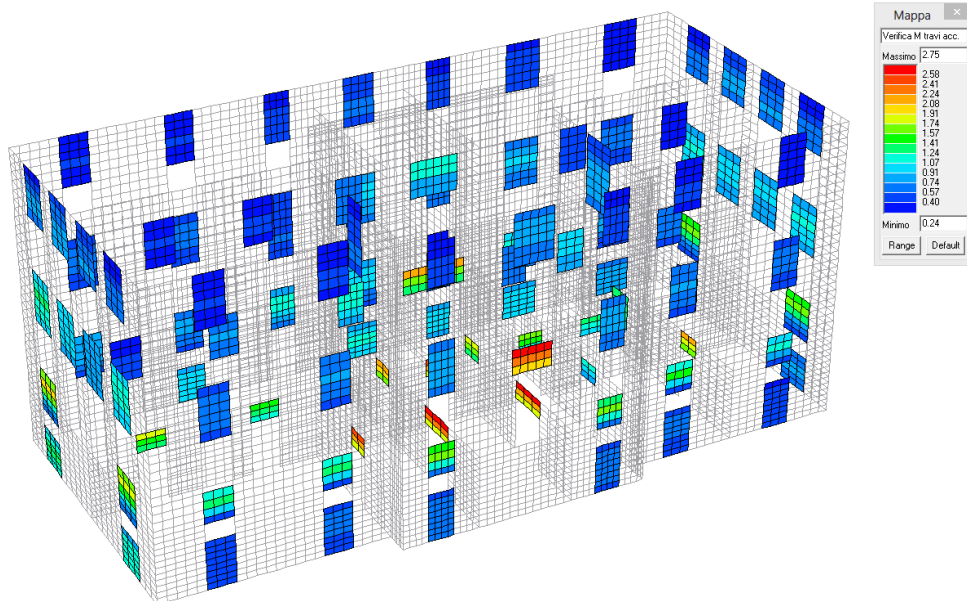


**Figura 6-5:** Individuazione dei setti murari non verificati per sollecitazioni taglienti

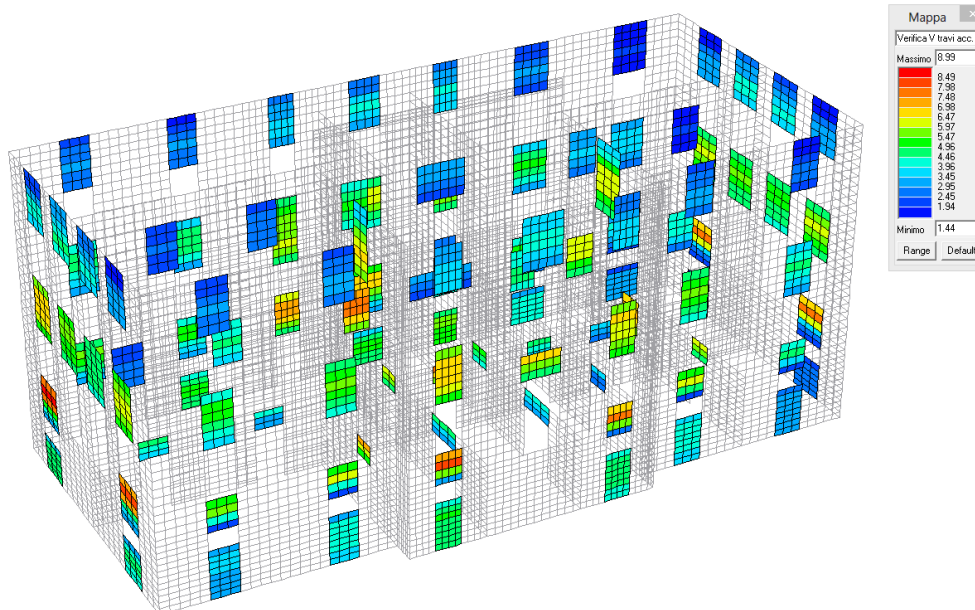
## 6.2 VERIFICHE SLU/SLV DELLE FASCE DI PIANO

Il programma di calcolo permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, del massimo valore del rapporto tra il momento agente nel piano del muro e il momento corrispondente al collasso per flessione.

Se il valore risulta  $< 1$  la verifica delle fasce di piano è soddisfatta dopo il consolidamento con iniezioni di malte a base di calce naturale; in caso contrario è necessario procedere con un ulteriore intervento di consolidamento delle murature mediante inserimento di architravi metallici o di consolidamento degli architravi esistenti mediante piatti in acciaio.



**Figura 6-6:** Verifica a pressoflessione delle fasce di piano



**Figura 6-7:** Verifica a taglio delle fasce di piano

## 6.3 VERIFICHE SLU/SLV DELLE TRAVI DI PIANO IN C.A.

### 6.3.1 SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

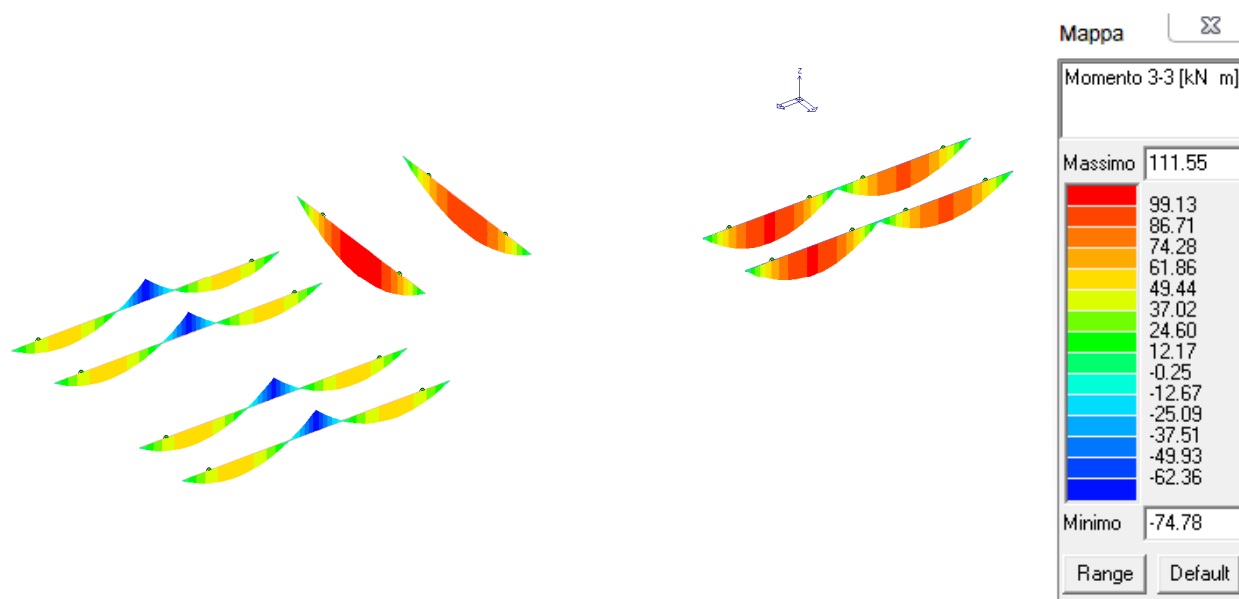


Figura 6-8: Sollecitazione massima Momento flettente Travi 1° Impalcato (M3-3 Comb. 3 SLU)

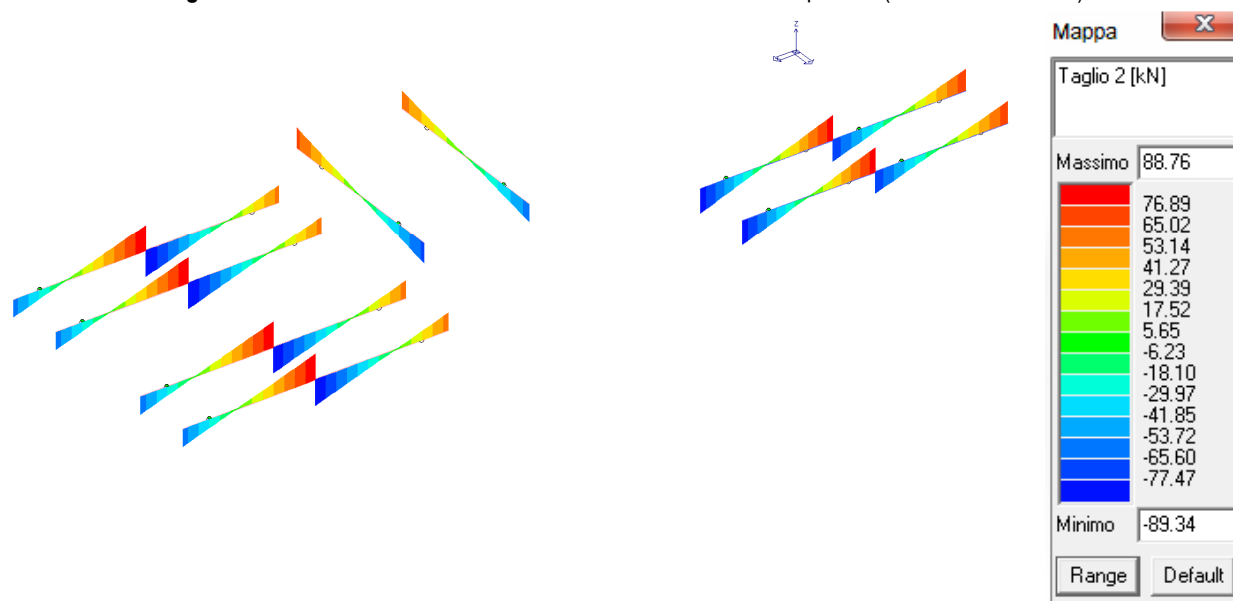
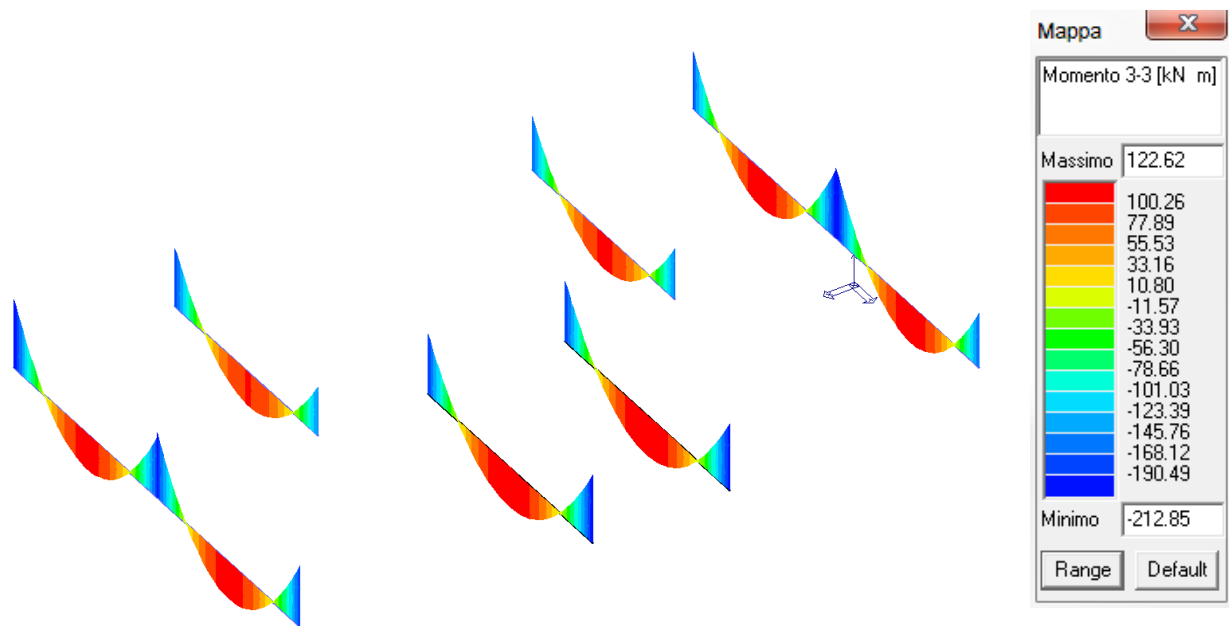
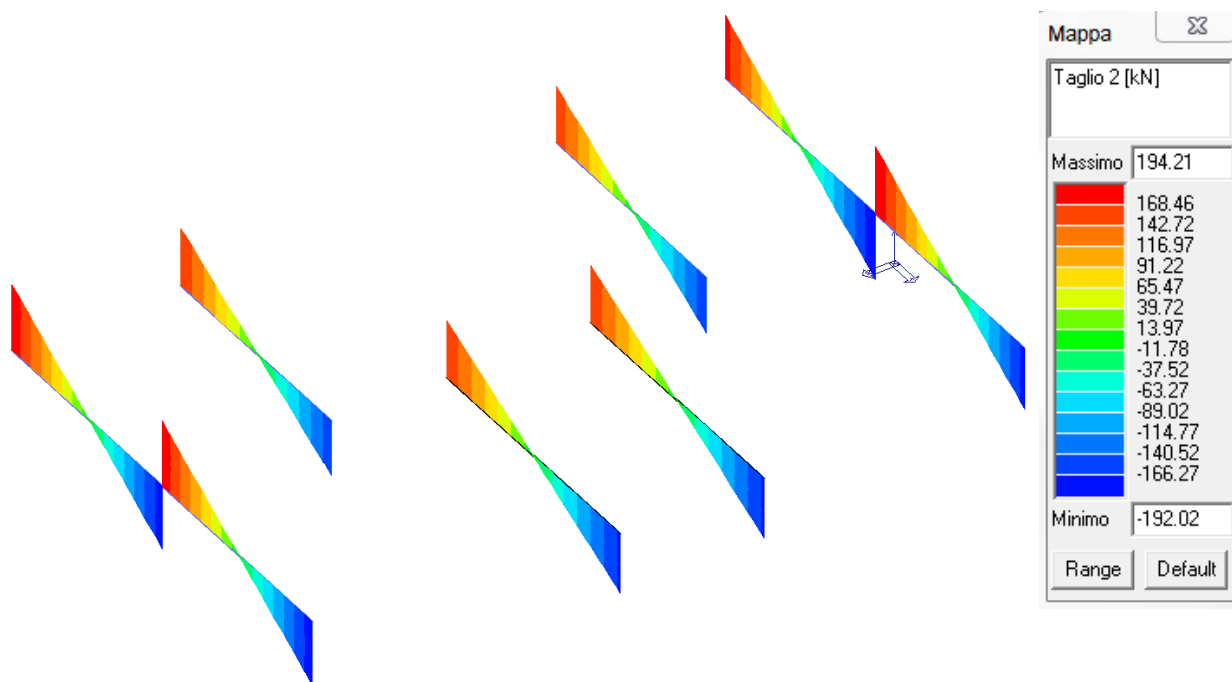


Figura 6-9: Sollecitazione massima Taglio Travi 1° Impalcato (T2 Comb. 3 SLU)

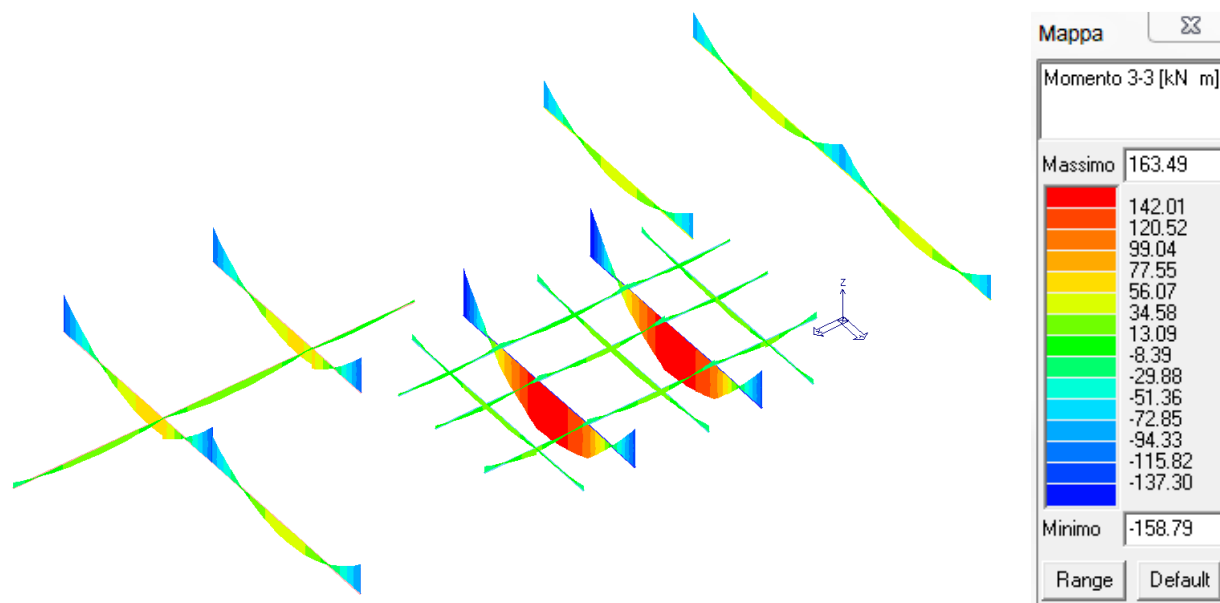




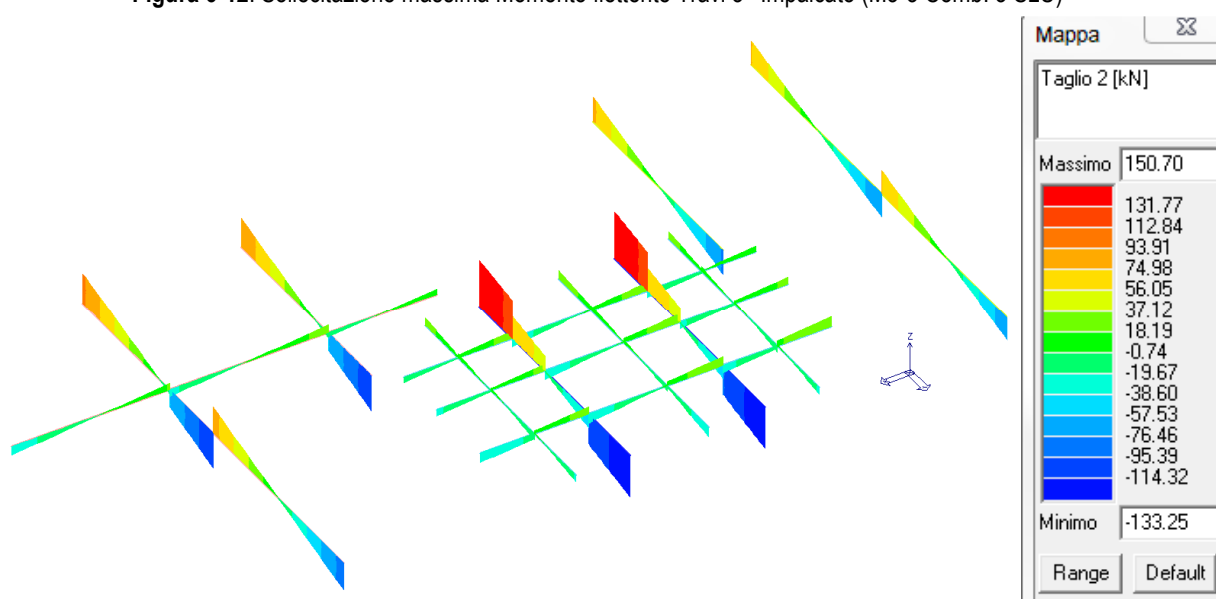
**Figura 6-10:** Sollecitazione massima Momento flettente Travi 2° Impalcato (M3-3 Comb. 3 SLU)



**Figura 6-11:** Sollecitazione massima Taglio Travi 2° Impalcato (T2 Comb. 3 SLU)



**Figura 6-12:** Sollecitazione massima Momento flettente Travi 3° Impalcato (M3-3 Comb. 3 SLU)



**Figura 6-13:** Sollecitazione massima Taglio Travi 3° Impalcato (T2 Comb. 3 SLU)

### 6.3.2 VERIFICHE SLU/SLV DELLE TRAVI DI PIANO

Per la determinazione delle armature presenti nelle travi di piano si è fatto riferimento ai risultati delle indagini e delle prove strutturali eseguite nell'ambito della valutazione di vulnerabilità sismica ed ai risultati del progetto simulato presente nel capitolo 9.4.5 della Relazione di Calcolo relativa al progetto definitivo.

### 6.3.2.1 Verifiche a flessione semplice

Si riportano di seguito le verifiche a flessione semplice per le tre travi tipo dell'edificio originario, ossia sez. 25x60 cm, 32x75 cm, 40x70 cm. Le verifiche sono state condotte in corrispondenza della sezione di vincolo e di mezzeria considerando le massime azioni sollecitanti derivate dall'analisi.

#### Sezione 25x60cm

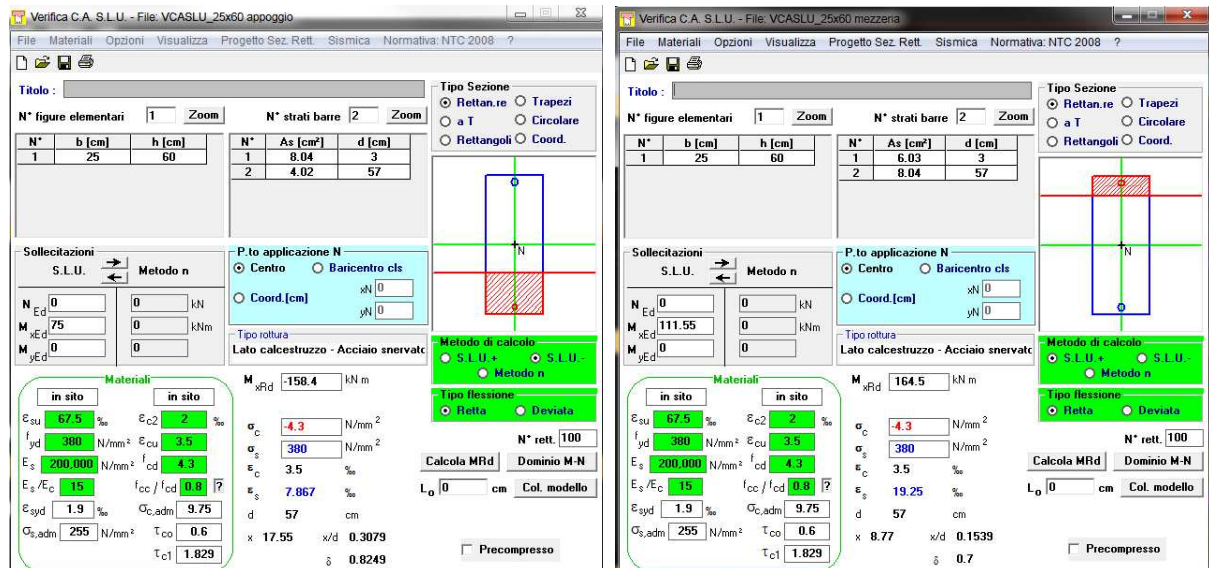


Figura 6-14: Verifiche agli SLU sez. 25x60 cm

#### Sezione 32x75cm

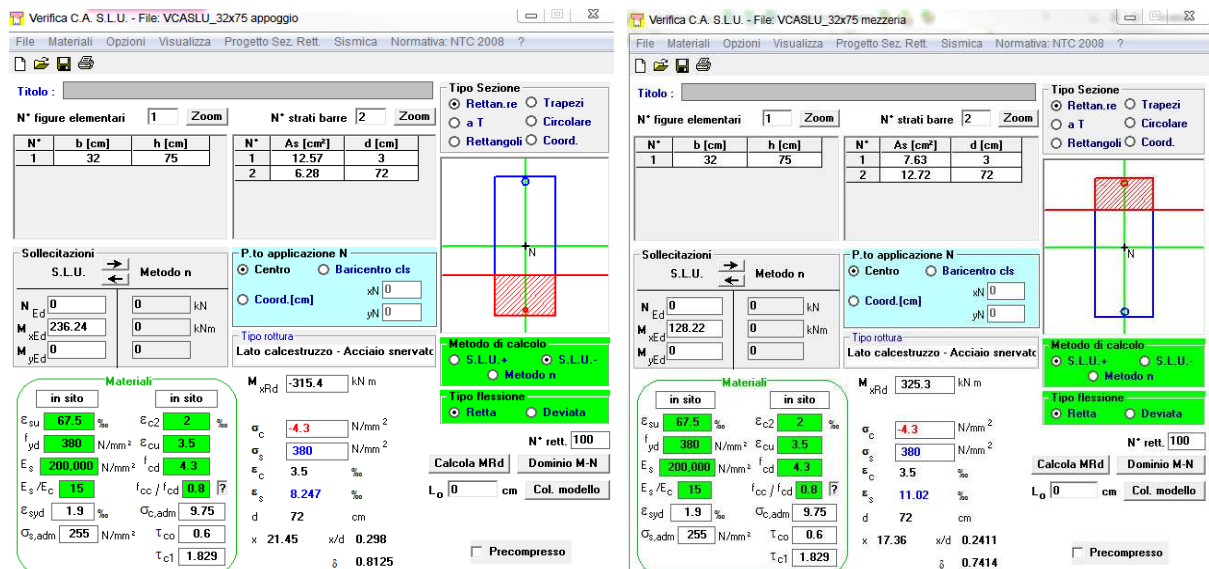


Figura 6-15: Verifiche agli SLU sez. 32x75 cm

## Sezione 40x70cm

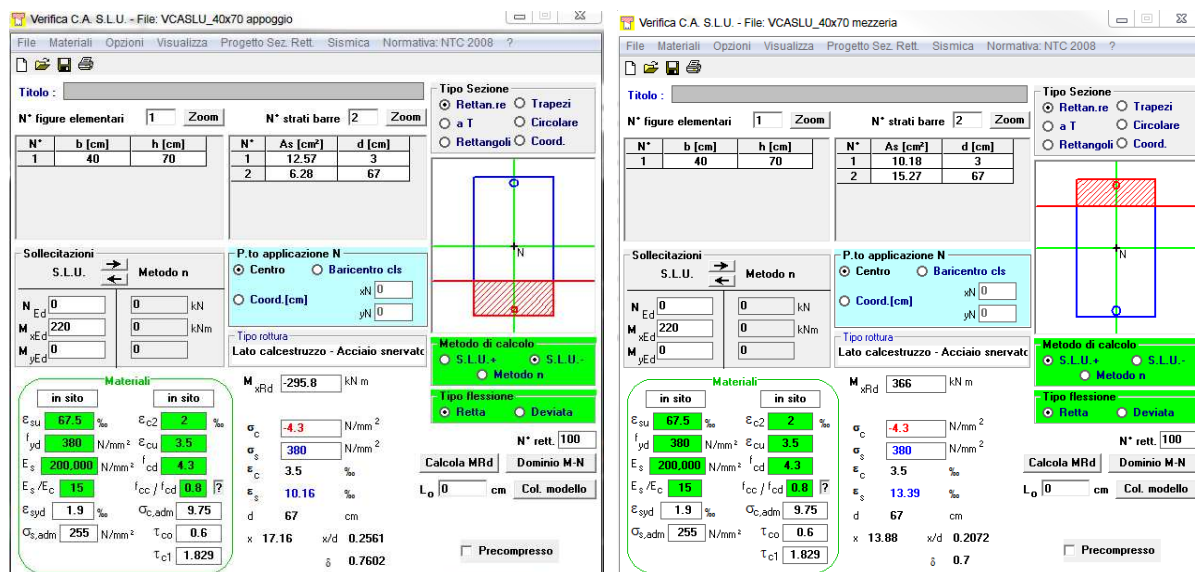


Figura 6-16: Verifiche agli SLU sez. 40x70 cm

### 6.3.2.2 Verifiche a taglio

Si riportano di seguito le verifiche a taglio per le tre travi tipo dell'edificio originario, ossia sezione 25x60 cm, 32x75 cm, 40x70 cm, e per la trave tipo della copertura, sezione 40x45 cm. Le verifiche sono state condotte le massime azioni sollecitanti derivate dall'analisi.

Sezione 25x60cm

DATI SEZIONE RETTANGOLARE			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:	
Base sezione: b=	250 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	600 mm	Classe cls	in sito
Copriferro: c =	30 mm	fck	5.8 Mpa
DATI ARMATURA		fcd	2.4 Mpa
		Yc	2.025
		Armatura Longitudinale	
Diametro armatura tesa=	16 mm	ACCIAIO	
N° barre tese =	5	fyk	513 Mpa
Diametro armatura compressa =	16 mm	fyd	330 Mpa
N° barre compresse =	2	Ys	1.5525
Armatura Trasversale		AZIONI	
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)=	6 mm	N <sub>Ed</sub> =	0.00 kN
Passo armatura a Taglio=	250 mm	V=	82.00 kN
N° bracci delle staffe=	2	γ <sub>Rd</sub> =	1.00
Inclinazione staffe : α=	90 °	V <sub>Ed</sub> = V * γ <sub>Rd</sub> =	90.00 kN
Inclinazione puntone : θ=	30 °		
VERIFICA A TAGLIO (4.1.2.1.3.1/2 DM_14/01/2008)			
Resistenza sezioni non armate a taglio	V <sub>Rd</sub>		32.26 kN
$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot p_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			OCCORRE ARMATURA A TAGLIO
Resistenza sezioni armate a taglio			
Resistenza per rottura armatura a taglio	V <sub>Rsd</sub>		67.10 kN
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$			
Resistenza per sezioni armate a taglio	V <sub>Rcd</sub>		67.25 kN
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$			SEZIONE NON VERIFICATA
$V_{RD} = \min (VRsd,VRcd) > V_{Ed}$			67.10 kN

Sezione 32x75cm

DATI SEZIONE RETTANGOLARE			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:	
Base sezione: b=	320 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	750 mm	Classe cls	in sito
Copriferro: c =	30 mm	fck	5.8 Mpa
DATI ARMATURA		fcd	2.4 Mpa
		Yc	2.025
Armatura Longitudinale			
Diametro armatura tesa=	20 mm	ACCIAIO	
N° barre tese =	4	fyk	513 Mpa
Diametro armatura compressa =	20 mm	fyd	330 Mpa
N° barre compresse =	2	Ys	1.5525
Armatura Trasversale		AZIONI	
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)=	6 mm		
Passo armatura a Taglio=	250 mm	N <sub>Ed</sub> =	0.00 kN
N° bracci delle staffe=	2	V=	220.00 kN
Inclinazione staffe : α=	90 °	γ <sub>Rd</sub> =	1.00
Inclinazione puntone : θ=	30 °	V <sub>Ed</sub> = V * γ <sub>Rd</sub> =	220.00 kN
VERIFICA A TAGLIO (4.1.2.1.3.1/2 DM_14/01/2008)			
Resistenza sezioni non armate a taglio	V <sub>Rd</sub>		45.90 kN
$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		OCCORRE ARMATURA A TAGLIO	
Resistenza sezioni armate a taglio			
Resistenza per rottura armatura a taglio	V <sub>Rsd</sub>		83.89 kN
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$			
Resistenza per sezioni armate a taglio	V <sub>Rcd</sub>		109.30 kN
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		SEZIONE NON VERIFICATA	
$V_{RD} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$		83.89 kN	



Sezione 40x70cm

DATI SEZIONE RETTANGOLARE			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:	
Base sezione: b=	400 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	700 mm	Classe cls	in sito
Copriferro: c =	30 mm	fck	5.8 Mpa
DATI ARMATURA		fcd	2.4 Mpa
		Yc	2.025
Armatura Longitudinale			
Diametro armatura tesa=	16 mm	ACCIAIO	
N° barre tese =	5	fyk	513 Mpa
Diametro armatura compressa =	16 mm	fyd	330 Mpa
N° barre compresse =	4	Ys	1.5525
Armatura Trasversale		AZIONI	
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)=	6 mm		
Passo armatura a Taglio=	250 mm	N <sub>Ed</sub> =	0.00 kN
N° bracci delle staffe=	2	V=	200.00 kN
Inclinazione staffe : α=	90 °	γ <sub>Rd</sub> =	1.00
Inclinazione puntone : θ=	30 °	V <sub>Ed</sub> = V * γ <sub>Rd</sub> =	200.00 kN
VERIFICA A TAGLIO (4.1.2.1.3.1/2 DM_14/01/2008)			
Resistenza sezioni non armate a taglio	V <sub>Rd</sub>		47.73 kN
$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			OCCORRE ARMATURA A TAGLIO
Resistenza sezioni armate a taglio			
Resistenza per rottura armatura a taglio	V <sub>Rsd</sub>		78.06 kN
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$			
Resistenza per sezioni armate a taglio	V <sub>Rcd</sub>		127.14 kN
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$			SEZIONE NON VERIFICATA
$V_{RD} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$			78.06 kN

Dalle verifiche effettuate risulta evidente come le travi, risultino verificate a flessione, ma non a taglio a causa della scarsa qualità del calcestruzzo e della presenza di staffe disposte con passo troppo elevato.

Per le travi 32x75 del primo impalcato (piano seminterrato) e per le travi del secondo impalcato (piano rialzato) è stato quindi previsto un rinforzo a taglio mediante inserimento di profili metallici ad intradosso che si facciano carico del taglio sollecitante. In particolare il rinforzo di progetto prevede l'inserimento di profili UPN180 per le travi 32x75 del piano seminterrato e di profili UPN160 per le travi del piano rialzato. Per le travi 25x60 del primo impalcato (piano seminterrato) si è invece previsto un rinforzo al vincolo mediante intervento di fasciatura ad U con tessuti in fibra di acciaio ad alta resistenza del tipo GeoSteel G2000 o similare.

## 6.4 VERIFICHE SLU/SLV DELLE TRAVI DI COPERTURA IN C.A.

### 6.4.1 SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

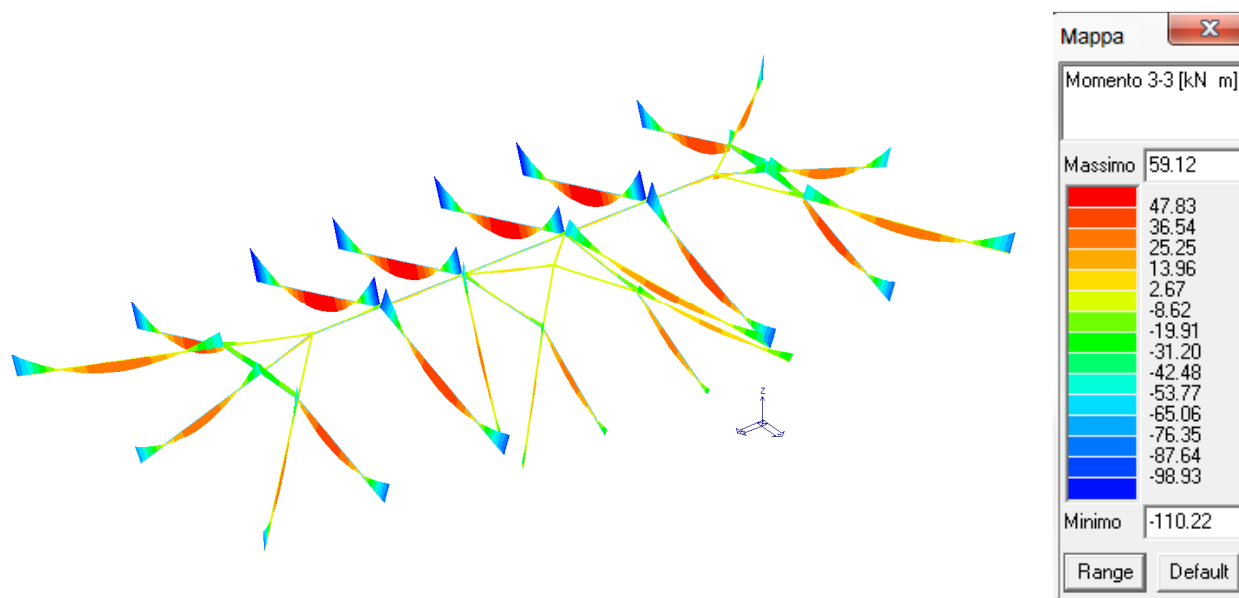


Figura 6-17: Sollecitazione massima Momento flettente Copertura (M3-3 Comb. 3 SLU)

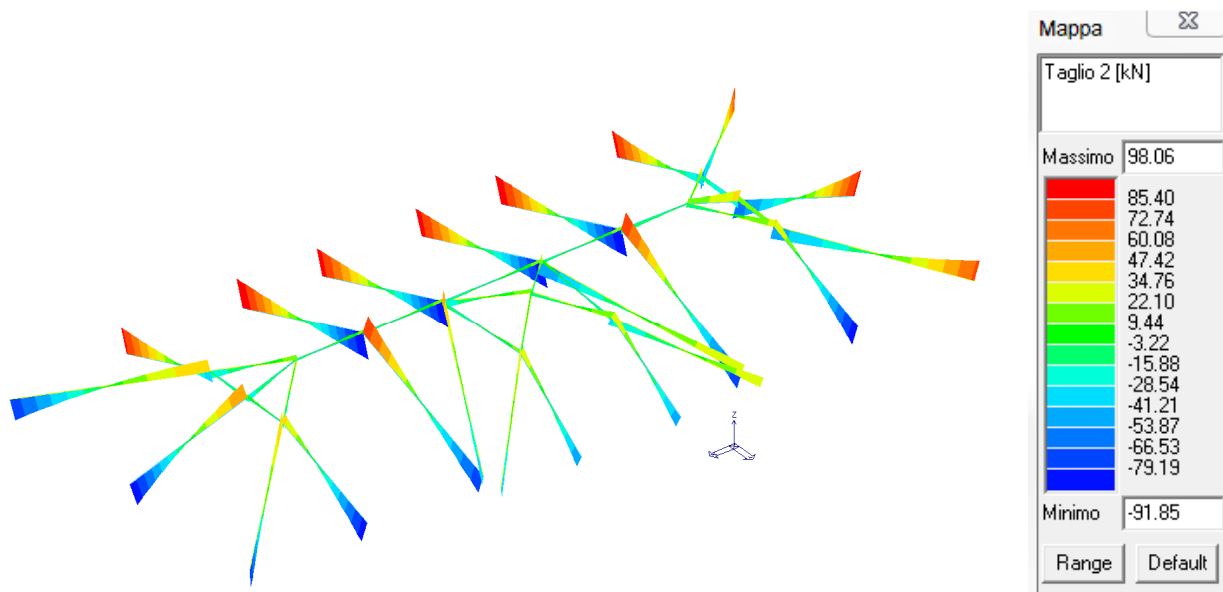


Figura 6-18: Sollecitazione massima Taglio Travi Copertura (T2 Comb. 3 SLU)

### 6.4.2 VERIFICHE SLU/SLV DELLE TRAVI DI COPERTURA

Per la determinazione delle armature presenti nelle travi di piano si è fatto riferimento ai risultati delle indagini e delle prove strutturali eseguite nell'ambito della valutazione di vulnerabilità sismica e del progetto definitivo.

### 6.4.2.1 Verifiche a flessione semplice

Si riportano di seguito le verifiche a flessione semplice per la trave tipo della copertura, sez. 40x45 cm:

Le verifiche sono state condotte in corrispondenza della sezione di vincolo e di mezzzeria considerando le massime azioni sollecitanti derivate dall'analisi.

#### Sezione 40x45cm travi in copertura

The software interface displays the following data and settings:

- File:** Verifica C.A. S.L.U. - File: trave copertura appoggio (left) / trave copertura mezzeria (right)
- Titolo:** TR1-APPOGGIO (left) / TR1-MEZZERIA (right)
- N° figure elementari:** 1
- N° strati barre:** 2
- Materiali:**
  - $\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰
  - $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰
  - $f_{yd}$ : 380 N/mm<sup>2</sup>
  - $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰
  - $E_s/E_c$ : 15
  - $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8
  - $\epsilon_{syd}$ : 1.9 ‰
  - $\sigma_{c,adm}$ : 9.75
  - $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>
  - $\tau_{co}$ : 0.6
  - $\tau_{c1}$ : 1.829
- Calcoli:**
  - $\sigma_c$ : -4.3 N/mm<sup>2</sup>
  - $\sigma_s$ : 380 N/mm<sup>2</sup>
  - $\epsilon_s$ : 9.903 ‰
  - $d$ : 42 cm
  - $x$ : 10.97
  - $x/d$ : 0.2611
  - $\delta$ : 0.7664
- Metodo di calcolo:** S.L.U. + Metodo n
- Tipo flessione:** Retta
- Tipo rottura:** Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
- Calcola MRd:** Dominio M-N
- Col. modello:** L<sub>0</sub> 0 cm
- Precompresso:** ☐

Figura 6-19: Verifiche agli SLU sez. 40x45 cm

### 6.4.2.2 Verifiche a taglio

Si riportano di seguito le verifiche a taglio per la trave tipo della copertura, sezione 40x45 cm. Le verifiche sono state condotte le massime azioni sollecitanti derivate dall'analisi.

Sezione 40x45cm in Copertura

DATI SEZIONE RETTANGOLARE			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:	
Base sezione: b=	400 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	450 mm	Classe cls	in sito
Copriferro: c =	50 mm	fck	9.5 Mpa
DATI ARMATURA		fcd	4.0 Mpa
		Yc	2.025
		Armatura Longitudinale	
Diametro armatura tesa=	16 mm	ACCIAIO	
N° barre tese =	5	fyk	550 Mpa
Diametro armatura compressa =	16 mm	fyd	354 Mpa
N° barre compresse =	4	Ys	1.5525
Armatura Trasversale		AZIONI	
Diametro armatura a Taglio (/ / alla sezione)=	8 mm		
Passo armatura a Taglio=	200 mm	N <sub>Ed</sub> =	0.00 kN
N° bracci delle staffe=	2	V=	200.00 kN
Inclinazione staffe : α=	90 °	γ <sub>Rd</sub> =	1.00
Inclinazione puntone : θ=	28 °	V <sub>Ed</sub> = V · γ <sub>Rd</sub> =	106.87 kN
VERIFICA A TAGLIO (4.1.2.1.3.1/2 DM_14/01/2008)			
Resistenza sezioni non armate a taglio	V <sub>Rd</sub>		44.03 kN
$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			OCCORRE ARMATURA A TAGLIO
Resistenza sezioni armate a taglio			
Resistenza per rottura armatura a taglio	V <sub>Rsd</sub>		120.57 kN
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$			
Resistenza per sezioni armate a taglio	V <sub>Rcd</sub>		119.01 kN
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$			SEZIONE VERIFICATA
$V_{RD} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$			119.01 kN

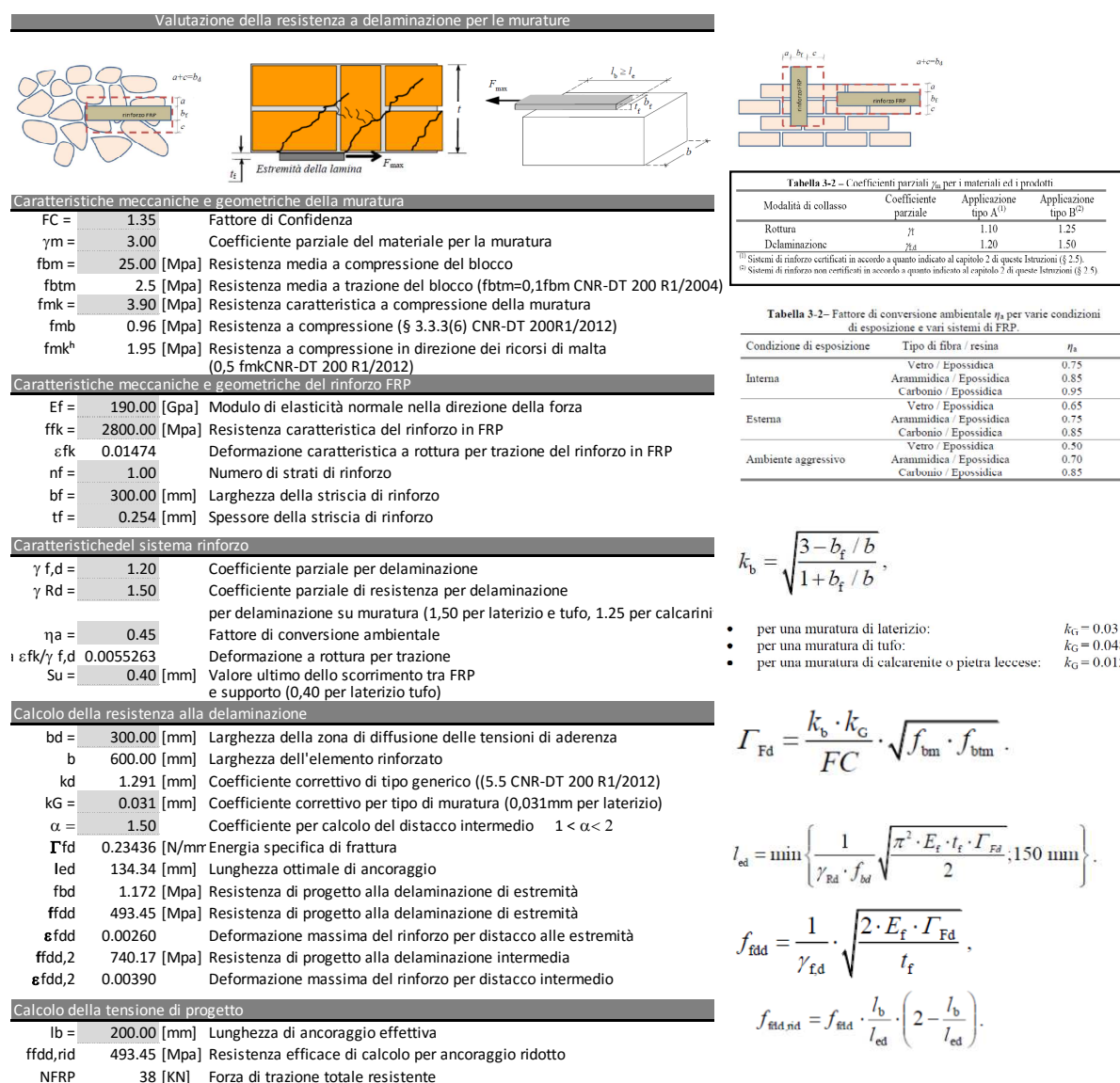
Dalle verifiche effettuate risulta evidente come le travi della copertura, di epoca più recente rispetto al resto dell'edificio, risultano verificate sia a flessione che a taglio e quindi non necessitano di rinforzi a flessione od a taglio.

## 7 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO

### 7.1 CONSOLIDAMENTO DEI MASCHI MURARI MEDIANTE APPLICAZIONE DI FASCE DI TESSUTO IN FIBRA DI ACCIAIO AD ALTA RESISTENZA

Le verifiche a taglio ed a pressoflessione nel piano relative a tutti i setti murari dell'edificio sono riportati nell'Allegato alla Relazione di Calcolo (elaborato R4A\_STR), così come le verifiche dei rinforzi mediante fasce in tessuto in fibra d'acciaio ad elevata resistenza

Per il dimensionamento e le verifiche dei rinforzi mediante applicazione di fasce in fibre di acciaio ad alta resistenza è stata preliminarmente valutata la resistenza alla delaminazione del rinforzo come mostrato in Figura 7-1.



**Figura 7-1: Calcolo della resistenza alla de laminazione del rinforzo**

Per quanto riguarda la verifica a taglio è stato considerato il contributo resistente della muratura e del rinforzo disposto sulla parete:

$$V_{tot} = V_{t,M} + V_{t,S}$$

ove il contributo della muratura è pari a:  $V_{t,M} = D' \cdot t \cdot f_{vd}$

e quello del rinforzo a:  $V_{t,S} = ( 0.6 \cdot D' \cdot A_{sw} \cdot f_{s,delam} ) / s$

dove:

$D'$  = distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa

$f_{vd}$  = resistenza a taglio della muratura (  $f_{vd} = f_{vk} / \gamma$ ; con  $\gamma_M = 2$  per condizioni sismiche e  $\gamma_M = 3$  per condizioni statiche)

$A_{sw}$  = area effettiva di acciaio della fascia orizzontale per ogni strato

$f_{s,delam}$  = tensione di delaminazione della fibra d'acciaio

$s$  = passo delle fasce di rinforzo orizzontale

inferiori a quelli di una pari armatura orizzontale.

Tutti i setti murari non verificati a taglio sono stati individuati nella tavola di progetto STR\_01; per essi si prevede un rinforzo con fibre di acciaio ad elevata resistenza tipo GeoSteel G2000 o similari applicati con malta tixotropia con passo compreso tra 40 cm, 60 cm e 80 cm, come riportato nei dettagli costruttivi degli elaborati grafici di progetto (tavola STR\_04).

Tutti i setti murari non verificati a pressoflessione nel piano sono stati individuati nella tavola di progetto STR\_01; per essi si prevede un rinforzo con fibre in acciaio unidirezionale ad elevata resistenza tipo GeoSteel G2000 o similari applicati con malta tixotropia con passo verticalmente di 100 cm da sovrapporre, qualora fosse necessario, con le fibre orizzontali, inserendo comunque 2 fibre per setti di lunghezza inferiore ad 100 cm.

## **7.2 CONSOLIDAMENTO DELLE FASCE DI PIANO IN MURATURA MEDIANTE INSERIMENTO DI PUTRELLE O PIATTI METALLICI SULLE APERTURE**

Per il dimensionamento dei rinforzi delle fasce di piano sopra le aperture si è considerata la fascia di piano maggiormente sollecitata, con un momento sollecitante di circa 165 kNm.

Nel caso sia già presente al di sopra delle aperture un architrave in cls è stato previsto un rinforzo costituito da un piatto in acciaio S275 (largo 250 mm e spesso 5 mm) disposto ad intradosso dell'architrave esistente e connesso mediante resina epossidica per incollaggio strutturale e barre filettate M16 classe 8.8 disposte a quinconce passo 40 cm.

Nel caso in cui invece non sia presente al di sopra delle aperture alcun architrave in cls si è previsto un rinforzo con una coppia di profilati HEB 140 di acciaio S275 disposti ad intradosso e connessi alla struttura esistente mediante barre filettate M16 classe 8.8 disposte a quinconce passo 40 cm.

Viene di seguito riportata la verifica più gravosa ovvero quella della fascia di piano rinforzata con il solo piatto d'acciaio 250x5 inserita nella zona tesa della muratura.



Verifica C.A. S.L.U. - File: trave copertura appoggio

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: fascia di piano

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	220

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,5	219

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 165 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  261 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200000 N/mm²  $f_{cd}$  0,96  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,305 ‰  $\sigma_{c,adm}$   
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$   
 $\tau_{c1}$

M<sub>xRd</sub> 600,5 kNm  
 $\sigma_c$  -0,96 N/mm²  
 $\sigma_s$  261 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  5,63 ‰  
d 219 cm  
x 83,95 x/d 0,3833  
 $\delta$  0,9192

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

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

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
☐ Precompresso

Figura 7-2: Momento Resistente ultimo della Fascia di piano rinforzata

Come si può vedere, con il rinforzo del solo piatto di acciaio si ha una resistenza a flessione di 600 kNm, nettamente superiore al momento sollecitante. Per consentire il trasferimento delle tensioni tangenziali al piatto di rinforzo è necessario prevedere delle spinottature.

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave copertura appoggio

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: fascia di piano

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	220

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,5	219

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 247,5 165 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

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

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

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

Verifica

N° iterazioni: 5

Materiali

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  261 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200000 N/mm²  $f_{cd}$  0,96  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,305 ‰  $\sigma_{c,adm}$   
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$   
 $\tau_{c1}$

$\sigma_c$  -0,8642 N/mm²  
 $\sigma_s$  63,87 N/mm²  
 $\epsilon_c$  0,3193 ‰  
d 219 cm  
x 36,95 x/d 0,1687  
 $\delta$  0,7

☐ Precompresso

Figura 7-3: Stato tensionale nella sezione rinforzata (Metodo n)

Definito quindi lo sforzo di scorrimento agente sulla superficie di contatto tra la muratura ed il piatto in acciaio, si è dimensionato in numero e diametro della spinottatura.

Nome del giunto		Architrave maggiormente sollecitato	
Diametro del gambo del piolo	d	=	16 [mm]
Lunghezza del piolo	h	=	400 [mm]
Resistenza ultima a trazione	f <sub>u</sub>	=	430 [N/mm <sup>2</sup> ]
		Valore ammissibile	
Resistenza caratteristica	f <sub>ck</sub>	=	4.46 [N/mm <sup>2</sup> ]
Valore medio del modulo secante	E <sub>cm</sub>	=	8.7 [kN/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente parziale di sicurezza	g <sub>v</sub>	=	1.25
Resistenza a taglio di progetto	P <sub>Rd,1</sub>	=	55.33 [kN]
Resistenza a taglio di progetto	P <sub>Rd,2</sub>	=	11.70 [kN]
		11.70 [kN]	
Forza di taglio trasversale	V <sub>sd</sub>	=	63.87 [kN]
Numero di pioli presenti nel giunto	n <sub>p</sub>	=	6
Forza di taglio agente su ciascun piolo	F <sub>b,sd</sub>	=	10.65 [kN]
		Verifica	
Coefficiente parziale di sicurezza	g <sub>Mb</sub>	=	1.35
Resistenza a trazione del piolo	F <sub>t,Rd</sub>	=	57.64 [kN]
Forza di trazione di sfilamento	F <sub>t,sd</sub>	=	1.17 [kN]
		Verifica	

Dalle verifiche effettuate risulta necessario, inserire su ogni architrave spinotti di diametro 16 mm ad un passo 40 cm disposti a quinconce.

### 7.3 CONSOLIDAMENTO A TAGLIO DELLE TRAVI DI PIANO IN C.A. MEDIANTE PROFILATI METALLICI

Per il rinforzo a taglio delle travi 32x75 del piano seminterrato e delle travi del piano rialzato si è previsto l'inserimento rispettivamente di un profilato UPN 180 ed UPN 160 in acciaio S275, aventi, come mostrato di seguito, una resistenza a taglio maggiore di quella sollecitante..

Profili U

File Tipo Profilo ?

☒ UPN ☐ Doppio ☐ UAP

Ordina per: ☒ W<sub>y</sub> ☐ I<sub>y</sub> ☐ g

Acciaio S275 (Fe430) f<sub>y</sub> (N/mm<sup>2</sup>) 275 f<sub>u</sub> 430

Lunghezze di libera inflessione [m]: I<sub>0y</sub> 0 I<sub>0z</sub> 0

Aggiorna Tabella

designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
UPN 80	8.6	80	45	6.00	8.00	8.00
UPN 100	10.6	100	50	6.00	8.50	8.50
UPN 120	13.4	120	55	7.00	9.00	9.00
UPN 140	16.0	140	60	7.00	10.00	10.00
UPN 160	18.8	160	65	7.50	10.50	10.50
UPN 180	22.0	180	70	8.00	11.00	11.00

UPN 160

N<sub>by,Rd</sub> [kN] 628.6 M<sub>cy,Rd</sub> [kNm] 36.14

N<sub>bz,Rd</sub> [kN] 628.6 M<sub>cz,Rd</sub> [kNm] 9.219

V<sub>ply,Rd</sub> [kN] 185.1 V<sub>plz,Rd</sub> [kN] 206.4

g (Kg/m): 18.8 h (mm): 160 r2 (cm): 5.5

b (mm): 65 A (cm<sup>2</sup>): 24 I<sub>y</sub> (cm<sup>4</sup>): 925 I<sub>z</sub> (cm<sup>4</sup>): 85.3 I<sub>T</sub> (cm<sup>4</sup>): 7.39

tw (mm): 7.5 W<sub>y</sub> (cm<sup>3</sup>): 116 W<sub>z</sub> (cm<sup>3</sup>): 18.3 I<sub>w</sub> (cm<sup>6</sup>): 3.260

r1 (mm): 10.5 W<sub>pl,y</sub> (cm<sup>3</sup>): 138 W<sub>pl,z</sub> (cm<sup>3</sup>): 35.2

Classe Sezione: Compressione 1 Flessione My 1 Flessione Mz 1

Figura 7-4: Caratteristiche del profilo UPN160.

**Profili U**

File Tipo Profilo ?

☒ UPN ☐ Doppio ☐ UAP

Ordina per: ☒ W<sub>y</sub> ☐ I<sub>y</sub> ☐ g

Acciaio S275 (Fe430) f<sub>y</sub> (N/mm<sup>2</sup>) 275 f<sub>u</sub> 430

Lunghezze di libera inflessione [m]  
I<sub>0y</sub> 0 I<sub>0z</sub> 0

Aggiorna Tabella

designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
UPN 80	8.6	80	45	6.00	8.00	8.00
UPN 100	10.6	100	50	6.00	8.50	8.50
UPN 120	13.4	120	55	7.00	9.00	9.00
UPN 140	16.0	140	60	7.00	10.00	10.00
UPN 160	18.8	160	65	7.50	10.50	10.50
<b>UPN 180</b>	<b>22.0</b>	<b>180</b>	<b>70</b>	<b>8.00</b>	<b>11.00</b>	<b>11.00</b>
UPN 200	26.2	200	75	8.50	11.50	11.50

Plotta

UPN 180

N<sub>by,Rd</sub> [kN] 733.3 M<sub>cy,Rd</sub> [kNm] 46.88  
N<sub>bz,Rd</sub> [kN] 733.3 M<sub>cz,Rd</sub> [kNm] 11.24  
V<sub>ply,Rd</sub> [kN] 222.1 V<sub>plz,Rd</sub> [kN] 232.9

g (Kg/m): 22 h (mm): 180 r2 (cm): 5.5  
b (mm): 70 A (cm<sup>2</sup>): 28 i<sub>y</sub> (cm): 6.95 i<sub>z</sub> (cm): 2.02  
tw (mm): 8 I<sub>y</sub> (cm<sup>4</sup>): 1,350 I<sub>z</sub> (cm<sup>4</sup>): 114 I<sub>T</sub> (cm<sup>4</sup>): 9.55  
tf (mm): 11 W<sub>y</sub> (cm<sup>3</sup>): 150 W<sub>z</sub> (cm<sup>3</sup>): 22.4 I<sub>w</sub> (cm<sup>6</sup>): 5,570  
r1 (mm): 11 W<sub>pl,y</sub> (cm<sup>3</sup>): 179 W<sub>pl,z</sub> (cm<sup>3</sup>): 42.9

Classe Sezione:  
Compressione 1  
Flessione My 1 ?  
Flessione Mz 1

Figura 7-5 Caratteristiche del profilo UPN180.

Di seguito viene riportato il dimensionamento a taglio delle barre filettate M20 classe 8.8. utilizzate per il collegamento delle selle di appoggio dei profilati UPN al pilastro in c.a. esistente.

Sono state considerate 8 barre passanti M20 classe 8.8. ed una resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo esistente pari a 5.80 MPa.

#### Nome del giunto

#### Collegamento sella d'appoggio per UPN

Diametro del gambo del piolo	d	=	20 [mm]	
Lunghezza del piolo	h	=	600 [mm]	
Resistenza ultima a trazione	f <sub>u</sub>	=	800 [N/mm <sup>2</sup> ]	Valore troppo elevato
Resistenza caratteristica	f <sub>ck</sub>	=	5.8 [N/mm <sup>2</sup> ]	
Valore medio del modulo secante	E <sub>cm</sub>	=	18.68 [kN/mm <sup>2</sup> ]	
Coefficiente parziale di sicurezza	g <sub>v</sub>	=	1.25	
Resistenza a taglio di progetto	P <sub>Rd,1</sub>	=	160.85 [kN]	P <sub>Rd,1</sub> =0,8 f <sub>u</sub> (p d <sup>2</sup> /4)/g <sub>v</sub>
Resistenza a taglio di progetto	P <sub>Rd,2</sub>	=	30.55 [kN]	P <sub>Rd,2</sub> =(0,29 a d <sup>2</sup> (f <sub>ck</sub> E <sub>cm</sub> ) <sup>0,5</sup> )/g <sub>v</sub>
			30.55 [kN]	
Forza di taglio trasversale	V <sub>Sd</sub>	=	220 [kN]	
Numero di pioli presenti nel giunto	n <sub>p</sub>	=	8	
Forza di taglio agente su ciascun piolo	F <sub>b,Sd</sub>	=	27.50 [kN]	Verifica
Coefficiente parziale di sicurezza	g <sub>Mb</sub>	=	1.35	
Resistenza a trazione del piolo	F <sub>t,Rd</sub>	=	167.55 [kN]	F <sub>Rd,t</sub> =0,9 f <sub>u</sub> (p d <sup>2</sup> /4)/g <sub>Mb</sub>
Forza di trazione di sfilamento	F <sub>t,Sd</sub>	=	3.05 [kN]	Verifica

## 7.4 CONSOLIDAMENTO A TAGLIO DELLE TRAVI DI PIANO IN C.A. MEDIANTE FASCIATURA CON TESSUTI IN FIBRA DI ACCIAIO

Le travi 25x60 del piano seminterrato, che non soddisfano allo stato di fatto le verifiche a taglio allo SLU, vengono rinforzate mediante intervento di fasciatura ad U alle estremità con tessuti in fibra di acciaio ad alta resistenza del tipo GeoSteel G2000 o similare applicate con resina epossidica tipo Geolite gel o similare.

Si riporta di seguito la verifica dell'intervento di rinforzo in corrispondenza della trave maggiormente sollecitata.

Progettista: <Nome progettista>  
 Cliente: <Nome cliente>  
 Data: mer ott 21 2015



### DATI MATERIALI

#### CLS: In Situ

E:	19596.4	N/mm <sup>2</sup>
$\epsilon_{cs}$ :	-0.002	-
$\epsilon_{cu}$ :	-0.0035	-
$f_{cm}$ :	-6.8	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm}$ :	0.742	N/mm <sup>2</sup>



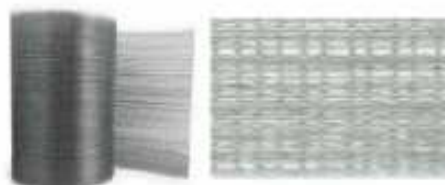
#### Acciaio/Acciaio Armature Aggiuntive: In Situ fragile

E:	200000	N/mm <sup>2</sup>
$\epsilon_{sy}$ :	0.00165217	-
$\epsilon_{su}$ :	0.0675	-
$f_{yk}$ :	513	N/mm <sup>2</sup>



#### GEOSTEEL per flessione: GeoSteel G2000

E:	190000	N/mm <sup>2</sup>
$\epsilon_k$ :	0.0157895	-
$f_k$ :	3000	N/mm <sup>2</sup>
$t_k$ :	0.254	mm
Tipo:	GeoSteel GeoLite Gel	-
Esposizione:	Interna	-
$\eta_s$ :	0.75	-



#### MATRICE: GeoSteel GeoLite Gel

Resistenza a trazione	> 14	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a taglio	> 20	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico a compressione	> 5300	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico a flessione	> 2500	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza alla trazione adesiva su cls con	> 4	Mpa



tessuti GeoSteel

Resistenza al  
fuoco

Euroclasse C -  
s2, d0

-

#### GEOSTEEL per taglio: GeoSteel G2000

E:	190000	N/mm <sup>2</sup>
$\epsilon_{yk}$ :	0.0157895	-
$f_{yk}$ :	3000	N/mm <sup>2</sup>
$t_k$ :	0.254	mm
Tipo:	GeoSteel GeoLite Gel	-
Esposizione:	Interna	-
$\eta_k$ :	0.75	-



#### MATRICE: GeoSteel GeoLite Gel

Resistenza a trazione	> 14	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a taglio	> 20	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico a compressione	> 5300	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico a flessione	> 2500	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza alla trazione adesiva su cls con tessuti GeoSteel	> 4	Mpa
Resistenza al fuoco	Euroclasse C - s2, d0	-



#### DATI SEZIONE

##### Stato di fatto

Quantità del materiale di supporto [mm <sup>2</sup> ]	150000
Quantità di acciaio [mm <sup>2</sup> ]	1407.43

##### Caratteristiche del rinforzo flessionale

1	$n_{ser}$	1	$b_f$ [mm]	1	$\rho_{fless}$	1
2	$n_{ser}$	-	$b_f$ [mm]	-	$\rho_{fless}$	-
3	$n_{ser}$	-	$b_f$ [mm]	-	$\rho_{fless}$	-
4	$n_{ser}$	-	$b_f$ [mm]	-	$\rho_{fless}$	-

##### Caratteristiche del rinforzo a taglio

Tipologia di avvolgimento	Rinforzo ad U				
Tipologia di applicazione	Tipo di rinforzo continuo				
	$n_{ser}$	$b_f$ [mm]	$p$ [mm]	$\beta$ [gradi]	
1	-	-	90		



#### SOLLECITAZIONI

	N[kN]	Mx[kN*m]	My[kN*m]	Vy[kN]	T[kN*m]
Iniziale	0	0	0	-	-
SLE	0	0	0	-	-
SLU	0	0	0	90	0

## VERIFICA A TAGLIO

### Grandezze meccaniche di progetto

#### CLS: In Situ

$\gamma_c$ :	1.5	-
FC:	1.35	-
$f_{cd}$ :	-2.85432	N/mm <sup>2</sup>
$\epsilon_{cd}$ :	-0.0035	-



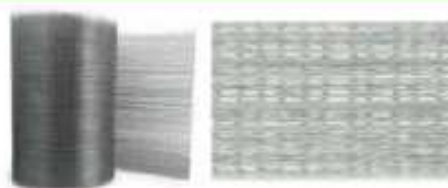
#### ACCIAIO: In Situ fragile

$\gamma_s$ :	1.15	-
FC:	1.35	-
$f_{yd}$ :	330.435	N/mm <sup>2</sup>
$\epsilon_{sy}$ :	0.00165217	-

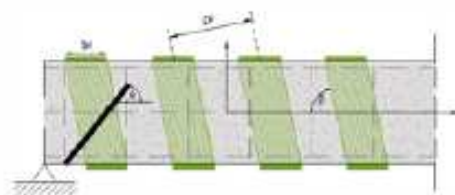


#### GEOSTEEL al taglio: GeoSteel G2000

$\gamma_s$ :	1.1	-
$f_{sd}$ :	2045.45	N/mm <sup>2</sup>
$f_{res}$ :	252.904	N/mm <sup>2</sup>
$\epsilon_{res}$ :	0.00133107	-



### Valutazione del taglio resistente



Contributo resistente offerto dal cls e dall'acciaio

$\cot\theta$	$V_{rc,d}$	$V_{st,d}$
1.12176	90.9157 (kN)	43.0117 (kN)

Contributo resistente offerto dal rinforzo

$\phi_s$	$f_{sd}$	$V_{st,d}$
0 (rad)	220.583 (N/mm <sup>2</sup> )	47.9041 (kN)

Resistenza a taglio della sezione

$V_{rd}$
90.9157 (kN)

$|V_{ed}| / |V_{rd}| :$  0.989928

**Esito Verifica:** VERIFICATO

Rapporto tra il modulo agente e il modulo resistente:

Esito verifica[ $|V_{ed}|/|V_{rd}| \leq 1.0$ ]



## 8 CONCLUSIONI

La sicurezza sismica di un edificio esistente può essere espressa mediante degli indicatori di rischio che specificano il rapporto tra Capacità dell'edificio e la Domanda sismica. La Capacità del manufatto rappresenta in particolare l'entità dell'azione sismica da esso sostenibile, mentre la Domanda rappresenta l'entità dell'azione sismica attesa.

Un parametro molto importante, che rappresenta la capacità dell'edificio esaminato in termini di PGA (Peak Ground Acceleration), è rappresentato dall'accelerazione sostenibile dalla struttura ad un certo stato limite. Tale parametro varia in funzione dello stato limite considerato e, nel caso in esame, allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, può essere definito come segue:

**PGA<sub>CLV</sub>** = accelerazione al suolo  $a_g$  sostenibile allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) - per tale stato limite la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

L'Indicatore di Rischio sismico espresso in termini di accelerazione al suolo  $\alpha_{V,PGA}$  viene definito dal rapporto tra PGA<sub>CLV</sub> (capacità) e PGA<sub>DLV</sub>, che rappresenta la domanda in termini di accelerazione, coincidente con l'accelerazione al suolo  $a_g$  definita dalla Normativa. Poiché l'accelerazione al suolo  $a_g$  è direttamente correlata ad un periodo di ritorno  $T_R$  e ad una probabilità di superamento  $P_{VR}$ , definire quindi una PGA sostenibile (PGA<sub>CLV</sub>) è equivalente a definire un  $T_R$  sostenibile ( $T_{R,CLV}$ ), e, con riferimento a  $V_R$ , una probabilità  $P_{VR}$  sostenibile ( $P_{VR,CLV}$ ).

**Poiché gli interventi di consolidamento di progetto sono stati dimensionati in modo da raggiungere, per l'edificio in oggetto, l'adeguamento sismico, l'indicatore di rischio sismico allo SLV della struttura è  $\geq 1$ .**

IL PROGETTISTA