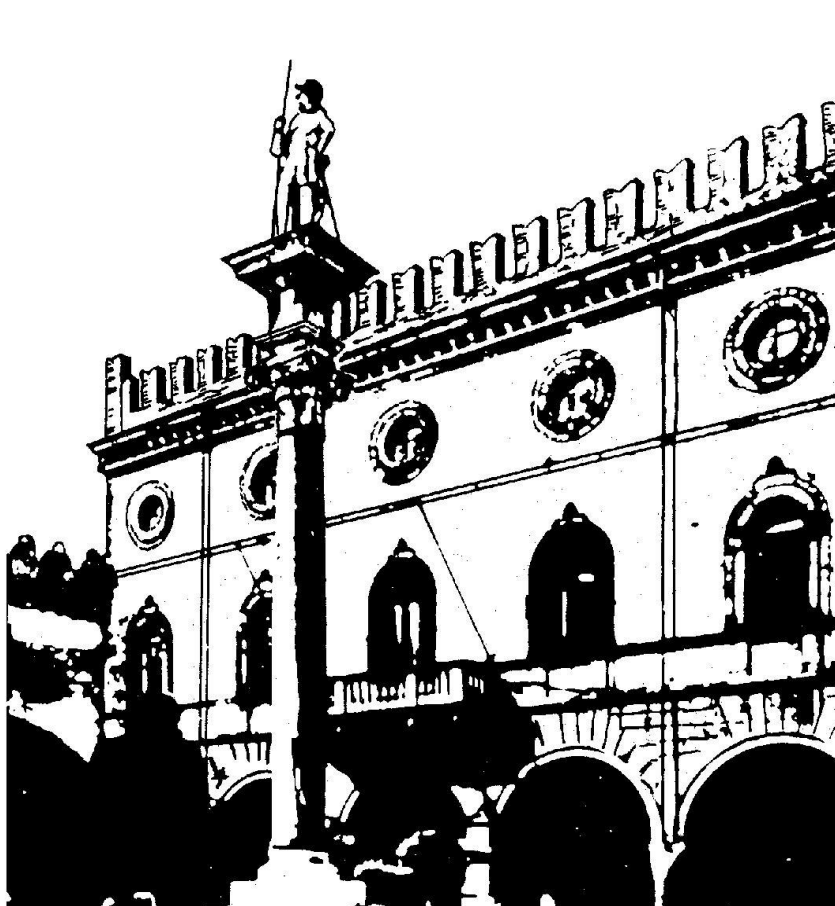


**Progettazione degli Interventi locali di
miglioramento necessari alla mitigazione
delle principali vulnerabilità della Residenza
Municipale**

**PROGETTO DEFINITIVO
ESECUTIVO**



ASDEA

BIB

Bagagli Ingegneria

PROF.ING.ANDREA BENEDETTI

**Relazione di
calcolo
strutturale
RS.01**

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

SOMMARIO

1. PREMESSA	1
2. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE	4
2.1 DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO	4
2.2 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, MORFOLOGICHE E IDROLOGICHE	5
2.3 DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA	7
2.3.1 Strutture di fondazione.....	8
2.3.2 Strutture di elevazione	9
2.3.3 Strutture orizzontali e di copertura.....	9
2.4 ANALISI DELLO STATO DI FATTO DELLA STRUTTURA	10
2.5 NORMATIVE, LINEE GUIDA E DOCUMENTI CONSULTATI	14
2.6 DEFINIZIONE DELLE AZIONI AGENTI SULLA COSTRUZIONE	15
2.7 DESCRIZIONE DEI MATERIALI PER USO STRUTTURALE	16
2.8 DISPOSIZIONI ATTUATIVE: IL DM 14 GENNAIO 2008	16
2.8.1 Requisiti di sicurezza	16
2.8.2 Azione sismica - Stato limite di salvaguardia della vita, stato limite di danno e di operatività.....	17
2.8.3 Carichi e masse per la verifica sismica.....	18
2.8.4 Combinazione di carico statica	19
2.8.5 Combinazioni di carico sismica allo SLV	19
2.9 DESCRIZIONE GENERALE DEGLI INTERVENTI LOCALI NECESSARI ALLA MITIGAZIONE DELLE PRINCIPALI VULNERABILITÀ DELLA RESIDENZA MUNICIPALE SITA IN PIAZZA DEL POPOLO	20
2.10 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA PRE E POST-INTERVENTO: VERIFICHE LOCALI	21
2.10.1 Valutazione della sicurezza statica dei solai.....	21
2.10.2 Valutazione della sicurezza statica e sismica della copertura	25
2.10.3 Analisi dei meccanismi di collasso locali fuori piano.....	40
2.10.4 Valutazione della sicurezza sismica degli elementi non strutturali	47
2.11 CARATTERISTICHE E AFFIDABILITA' DEL CODICE DI CALCOLO	51
3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	53

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

3.1	NORMATIVE NAZIONALI VIGENTI	53
3.2	NORMATIVE INTERNAZIONALI VIGENTI	53
3.3	NORMATIVE NAZIONALI PREVIGENTI	54
3.4	NORME E LINEE GUIDA INERENTI IL CONSOLIDAMENTO	54
3.5	ULTERIORE DOCUMENTAZIONE CONSULTATA	55
4.	DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA.....	56
4.1	SISTEMA COSTRUTTIVO	57
4.1.1	Strutture di fondazione.....	57
4.1.2	Strutture di elevazione	58
4.1.3	Strutture orizzontali e di copertura	58
4.2	ANALISI DELLO STATO DI FATTO DELLA STRUTTURA	61
5.	INTERVENTI IN PROGETTO	68
5.1	INTERVENTI VOLTI AD INCREMENTARE LA RESISTENZA DEI MASCHI MURARI (C8A.5.6)	69
5.1.1	Scuci e cucì.....	69
5.1.1	Ristilatura armata.....	69
5.2	INTERVENTI PER RIDURRE L'ECESSIVA DEFORMABILITÀ DEI SOLAI (C8A.5.3) E PER L'AUMENTO DI RESISTENZA DEI SOLAI	71
5.3	INTERVENTI VOLTI A RIDURRE LA VULNERABILITÀ STATICA E SISMICA DELLA COPERTURA	73
5.4	PRESIDI NEI CONFRONTI DELL'ATTIVAZIONE DEI MECCANISMI LOCALI	74
5.5	RINFORZO DELLE COLONNE DI PALAZZO MERLATO E PALAZZETTO VENEZIANO	75
5.6	INTERVENTI VOLTI A RIDURRE LE VULNERABILITÀ DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI	80
6.	ANALISI DEI CARICHI.....	83
6.1	ANALISI DEI CARICHI DEI SOLAI PER LO STATO DI FATTO	83
6.1.1	Piano ammezzato	83
6.1.2	Piano primo.....	85
6.1.3	Piano secondo.....	93
6.1.4	Copertura	96
6.2	ANALISI DEI CARICHI DEI SOLAI PER LO STATO DI PROGETTO	97

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

6.2.1	<i>Piano ammezzato</i>	97
6.2.2	<i>Piano primo.....</i>	99
6.2.3	<i>Piano secondo.....</i>	101
6.2.4	<i>Copertura</i>	104
6.3	SOVRACCARICHI VARIABILI	104
6.3.1	<i>Carichi accidentali</i>	104
6.3.2	<i>Neve.....</i>	106
6.3.3	<i>Vento</i>	106
7.	LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA	109
8.	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI COSTITUENTI GLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	111
8.1	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLE STRUTTURE ESISTENTI NEL LORO STATO DI FATTO	111
8.1.1	<i>Caratteristiche meccaniche delle murature.....</i>	111
8.1.2	<i>Caratteristiche meccaniche delle strutture lignee.....</i>	116
8.1.3	<i>Caratteristiche meccaniche delle strutture in acciaio</i>	118
8.2	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI PER LE OPERE DI CONSOLIDAMENTO ED EX-NOVO	120
8.2.1	<i>Calcestruzzo alleggerito per solette.....</i>	120
8.2.2	<i>Barre per inghisaggi nella muratura.....</i>	120
8.2.3	<i>Acciaio da carpenteria</i>	120
8.2.4	<i>Legno per travi di copertura ex novo</i>	120
8.2.5	<i>Pannello XLAM</i>	121
8.2.6	<i>Tessuti in fibra di acciaio galvanizzato</i>	121
8.2.7	<i>Barre elicoidali in acciaio inox per ristilatura armata di muratura</i>	122
8.2.8	<i>Elementi in laterizio.....</i>	122
8.2.9	<i>Malte a base di calce idraulica naturale</i>	122
8.2.10	<i>Ancoraggi ad iniezione controllata.....</i>	122
9.	DISPOSIZIONI ATTUATIVE: IL DM 14 GENNAIO 2008	123
9.1	REQUISITI DI SICUREZZA	123
9.2	AZIONE SISMICA-STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA , STATO LIMITE DI DANNO E DI OPERATIVITÀ	123

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

9.3	CARICHI E MASSE PER LA VERIFICA SISMICA	124
9.4	COMBINAZIONE DI CARICO STATICA	125
9.5	COMBINAZIONI DI CARICO SISMICA ALLO SLV	126
10.	CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA E SPETTRO DI PROGETTO SLV SLD, SLO.....	127
11.	VERIFICHE LOCALI.....	137
11.1	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA DEI SOLAI	137
11.1.1	<i>Metodo di analisi e criteri di verifica</i>	<i>137</i>
11.1.2	<i>Verifiche stato di fatto</i>	<i>138</i>
11.1.3	<i>Interventi proposti.....</i>	<i>143</i>
11.1.4	<i>Verifiche stato di progetto.....</i>	<i>145</i>
11.2	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA E SISMICA DELLA COPERTURA	148
11.2.1	<i>Verifiche statiche non sismiche per la copertura</i>	<i>149</i>
11.2.2	<i>Verifiche sismiche per la realizzazione del diaframma di piano in copertura</i>	<i>208</i>
11.3	ANALISI DEI MECCANISMI DI COLLASSO LOCALI FUORI PIANO	227
11.3.1	<i>Metodo di analisi e criteri di verifica</i>	<i>227</i>
11.3.2	<i>Verifiche stato di fatto</i>	<i>230</i>
11.3.3	<i>Interventi proposti.....</i>	<i>249</i>
11.3.4	<i>Verifiche stato di progetto.....</i>	<i>251</i>
11.4	PROGETTO E VERIFICA DEL CONSOLIDAMENTO DEI PILASTRI DI PALAZZO MERLATO	269
11.4.1	<i>Geometria e analisi dei carichi</i>	<i>269</i>
11.4.2	<i>Risultati</i>	<i>269</i>
11.5	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI	272
11.5.2	<i>Interventi proposti.....</i>	<i>279</i>
11.5.3	<i>Verifica stato di progetto.....</i>	<i>281</i>
12.	ULTERIORI VERIFICHE E CHIARIMENTI IN RISPOSTA ALL'INTEGRAZIONE RICHIESTA	286
12.1	VERIFICA DI SUSSISTENZA DELLE CONDIZIONI PER L'APPLICABILITÀ DEL RAFFORZAMENTO LOCALE	286
12.2	VERIFICA DELLA RESISTENZA DELLE SOLETTE IN C.A.	289
12.3	VALUTAZIONE DELLA VARIAZIONE DI RIGIDEZZA NEL PIANO DEI SOLAI A SEGUITO DEGLI INTERVENTI	290

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

12.4 AMMORSAMENTO PARETI	291
12.5 VERIFICHE ALLO STATO DI FATTO E DI PROGETTO DEI CINEMATISMI DELLE PARETI DEI SOLAI OGGETTO DI INTERVENTO	291
12.5.1 Verifiche stato di fatto	291
12.5.2 Verifiche stato di progetto	297
12.6 DESCRIZIONE DELLA STRATEGIA DI INTERVENTO	303
12.7 VERIFICA L'ASSENZA DI PROBLEMATICHE STATICHE DELLE MURATURE D'AMBITO AFFERENTI AI CAMPI DI SOLAIO BR, L, AM, BI	304

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo strutturale ex Art. 37. del DPR 207/2010 è posta in accompagnamento al progetto esecutivo degli "Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale sita in Piazza del Popolo (RA)" con riferimento alla Delibera GPG/2014/219 con la quale la Giunta Regionale dell'Emilia Romagna assegnava al Comune di Ravenna, come da Allegato A, la somma di € 1.926.698, 26 (Codice CUP:C66I14000000002) quale contributo per gli interventi strutturali di rafforzamento locale o miglioramento sismico ai sensi dell'art. 2, comma 1, lett. b) dell'ORDINANZA CDPC n. 52/2013.

Il fondo per la prevenzione del rischio sismico è stato istituito con il Decreto legge 28 aprile 2009 n.39, convertito, con modificazioni, dalla legge 24 giugno 2009 n.77 e, in particolare dall'art.11. Il finanziamento di cui sopra disposto con la Delibera GPC/2014/219 della Regione ER fa parte del più ampio finanziamento statale di € 7.116.033,45 assegnato in base alla priorità di assegnazione dei contributi agli edifici di cui alle categorie A1 e A2 dell'allegato A alla DGR n.1661/2009.

Il complesso della residenza municipale di Ravenna è edificio strategico ai sensi del D.G.R. 2 novembre 2009, n. 1661 (B.U.R Emilia – Romagna n°44 del 12/03/2010) recante "Approvazione elenco categorie di edifici di interesse strategico e opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile ed elenco categorie di edifici e opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso".

Il presente progetto esecutivo è redatto a seguito dell'approvazione del progetto preliminare, progetto sviluppato precedentemente in linea con le indicazioni contenute nell'Allegato B alla citata GPC/2014/219 recante anche le indicazioni tecniche e procedurali per la presentazione dei progetti, per la concessione e la liquidazione dei contributi che verranno erogati in base al presente programma. L'approvazione del progetto preliminare è avvenuta con la Deliberazione della Giunta Comunale in data 19/05/2015 prot. 81659, attraverso un' istruttoria tecnico-economica, il cui fine al fine era quello verificarne la coerenza con gli obiettivi del programma e con le prescrizioni regionali, alla quale è seguito il rilascio dell'autorizzazione sismica preventiva ai sensi dell'art.12 della L.R. n.19 del 2008 e del "visto di congruità tecnico economica".

Il progetto esecutivo si pone come obiettivo quello di analizzare e approfondire nel dettaglio lo studio degli "Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale sita in Piazza del Popolo (RA)", definiti in linea generale nel progetto preliminare. La progettazione esecutiva si pone quindi anch'essa nel rispetto delle indicazioni fornite nella delibera di Giunta Regionale 676/2014 Cod.documento GPG/2014/219, basandosi sul percorso conoscitivo iniziato nel 2010 quando questo RT venne incaricato di svolgere una "valutazione di sicurezza" rispettosa dei criteri del D.M. 14/01/2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", della Circolare n. 617 del 02/02/2009, del C.S.LL.PP, Istruzioni per l'applicazione delle

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

“Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008” e della “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” (D.P.C.M. 09/02/2011).

Pertanto l'approccio metodologico ha visto in sequenza: Identificazione Del Bene → Fattori Di Sensibilità → Valutazione Della Vulnerabilità → Verifica Della Sicurezza → Definizione Degli Interventi.

I risultati della verifica di sicurezza hanno manifestato la necessità di **interventi locali** mirati al conseguimento di un'aumentata sicurezza nella direzione della conservazione sostenibile, e all'inserimento dell'edificio oggetto di restauro all'interno di un contesto urbano, sociale e tecnologico.

Il presente progetto parte già da una conoscenza approfondita del complesso in quanto all'epoca della valutazione di sicurezza si venne in possesso del rilievo geometrico, fornito dal Comune Ravenna - Settore Lavori Pubblici che consentì, seppur limitatamente alle sole porzioni di proprietà comunale, l'individuazione delle strutture resistenti (per carichi verticali ed orizzontali), della loro geometria, mentre la conoscenza materica e meccanica degli elementi costituenti le fabbriche avvenne tramite campagna diagnostica condotta dal Laboratorio Labortec Srl che restituì rapporto di prova N° R/093/0132.

In questa fase sono state approfondite le verifiche di sicurezza nei confronti dei carichi statici soprattutto sulle strutture orizzontali, confermando le criticità già evidenziate dal precedente lavoro dell'Ing. Ivanoe Balatroni connesse con il mancato soddisfacimento delle verifiche anche in condizioni di esercizio.

Trattandosi di edificio sottoposto alla tutela del D.Lgs. n. 42/2004 e s.m.i., la progettazione degli interventi è stata finalizzata ad attenuare e, possibilmente, ad eliminare i fattori specifici di vulnerabilità valutando che gli stessi determinassero un miglioramento della risposta alle azioni statiche e dinamiche.

Le tecniche di intervento sono state scelte a posteriori di un esame attento sulla loro efficacia prediligendo quelle che, con un miglior rapporto costi-benefici, riuscissero a sanare contemporaneamente un maggior numero di vulnerabilità e che al contempo fossero rispettose della tutela e della conservazione delle fabbriche.

Si è proceduto tenendo conto di quanto già esposto nello studio del 2010 e secondo quanto indicato al punto 8.7.4 CRITERI E TIPI D'INTERVENTO delle NTC 2008 e nell'Appendice C8A della Circolare n°617, nel rispetto sia della Direttiva P.C.M. del 09.02.2011: “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”.

Essendo le fabbriche in muratura, la progettazione ha perseguito i seguenti obiettivi:

1. Interventi volti ad incrementare la resistenza dei maschi murari (C8A.5.6) essenzialmente scuci-cuci e ristilature armate per la riparazione localizzata di parti lesionate o degradate e per ricostruire la compagine muraria in corrispondenza di cavità e vani di varia natura;
2. Riduzione della eccessiva deformabilità (C8A.5.3) e aumento di resistenza dei solai tramite la realizzazione del diaframma di piano secondo varie tecniche in relazione alla tipologia di solaio da consolidare adeguandoli anche alle verifiche SLU ed SLE;
3. Riduzione delle vulnerabilità in copertura attraverso l'introduzione di un pannello XLAM sul piano che di falda a livello delle capriate lignee nonché all'estradosso degli arcarecci;
4. Inibizione dei meccanismi locali;

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

5. Rinforzo delle colonne di Palazzo Merlato e di Palazzetto Veneziano;
6. Riduzione delle vulnerabilità degli elementi non strutturali.

Si è cercato per quanto possibile di proporre interventi che si integrino con la struttura esistente, senza trasformarla radicalmente, in maniera proporzionata agli obiettivi di sicurezza e durabilità, in modo tale da produrre il minimo impatto sul manufatto storico.

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 premoderne opportunamente aggiornate ed esecutivamente semplificate grazie a strumenti e tecnologie contemporanee.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

2. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

2.1 DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO

La Residenza Municipale di Ravenna è ubicata nell'isolato delimitato dal quadrilatero composto da Piazza del Popolo, Piazza dell'Aquila, Via Mentana e Via Cairoli. L'immobile è censito al N.C.E.U. del Comune di Ravenna alla sezione A Fg. 76, Mapp. li 109-118-122- 123-133-134-150.

L'area in oggetto d'intervento risulta sottoposta ai principali strumenti di pianificazione e programmazione territoriale vigenti quali:

- il Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (P.T.C.P.) della Provincia di Ravenna;
- il Piano Regionale Paesistico (P.T.P.R.);
- la normativa nazionale e regionale di settore.

Risulta inoltre che l'area interessata:

- **non è soggetta a particolari regimi vincolistici di natura ambientale**, o interessata da elementi di tutela delle risorse essenziali del suolo o da previsioni di componenti di progetto della rete ecologica di primo e secondo livello e del paesaggio;
- **non ricade in zona con presenze archeologiche accertate** o potenziali e vincolate ai sensi dell'art.1 del Codice dei Beni Culturali e del Paesaggio (Nelle tavole RUE 4.2 sono inoltre individuate con perimetro le Aree di interesse archeologico e, con specifica simbologia, gli Elementi di interesse archeologico di cui all'art. II.17 del RUE);
- **non è sottoposta ad alcun vincolo idrogeologico** (Le aree urbanizzate ai sensi della L.R.20/2000 ricadenti nello Spazio Urbano e soggette a vincolo idrogeologico;

Il complesso non risulta annoverato con apposito perimetro con un numero di ordine progressivo nelle tavole RUE 2 ai sensi dell'Art. II.11 del RUE tra gli edifici e/o complessi di valore storico-architettonico, ma **è comunque sottoposto alle disposizioni di legge per le aree e immobili di interesse architettonico ed è ascritto tra i beni culturali tutelati** ai sensi della Parte II, del D. Lgs. n° 42/04. A questo proposito, il RUE al Capo 2° all'Art. VI.4 definisce l'articolazione della Città storica: Edifici e Spazi aperti privati ed al successivo art. VI.7 disciplina gli Edifici e/o complessi di valore architettonico e monumentale - CSM che sono rappresentati, come quello in esame, dagli Edifici e/o complessi di valore architettonico e monumentale classificati ai sensi del D.Lgs 42/2004 e dalle parti di tessuto edilizio di particolare valore monumentale, storico-artistico e ambientale. Per tali Edifici sono consentiti esclusivamente gli interventi di Manutenzione Ordinaria (MO) e di Restauro Scientifico (RS). Gli interventi di Manutenzione Straordinaria (MS) sono consentiti limitatamente ad opere conformi ai criteri del restauro scientifico. **Il comparto ove è ubicata la residenza municipale, consente dunque restauri e risanamenti conservativi e manutenzioni ordinarie e straordinarie non subordinati a permesso di costruire dal momento che il progetto di**

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

opere pubbliche di competenza comunale, quale quello in argomento, viene approvato dalla Giunta Comunale senza obbligo di rilascio di titolo abilitativo con elaborati progettuali predisposti secondo i dettati e le prescrizioni di cui alla L. 163/2006 e successive modificazioni e al relativo regolamento di attuazione (DPR 207/2010).

Tutti gli interventi ammessi nella Città storica e che verranno eseguiti nell'ambito del presente progetto rispetteranno le "Attenzioni e regole" definite nell'Allegato "G" costituente parte integrante e sostanziale alle norme stesse, e che è denominato I QUADERNI DEL RUE "Attenzioni e regole per interventi: nella Città storica e su edifici e/o complessi di valore storico-architettonico; nella città a conservazione morfologica; su edifici di valore tipologico documentario e testimoniale nel sistema paesaggistico ambientale".

Sarà dunque assicurato il rispetto degli elementi tipologici, formali e strutturali dell'organismo edilizio. Saranno elementi strutturali che verranno conservati: la posizione e la forma di tutte le strutture portanti e dei solai, ivi compreso il solaio di copertura; saranno elementi tipologici conservati: la sagoma, l'involucro, e inoltre la forma e la posizione dei principali spazi di circolazione e collegamento orizzontale e verticale.

Gli Uffici Comunali effettuano comunque l'istruttoria atta a valutare la conformità dell'intervento agli strumenti urbanistici acquisendo il parere della Commissione per la Qualità Architettonica e il Paesaggio. Quest'ultima esprimerà il proprio parere ai fini del rilascio dei provvedimenti comunali in materia di beni paesaggistici, per interventi di MS e RS della residenza Municipale, immobile ricadente in ambiti soggetti a vincolo paesaggistico ai sensi del D.Lgs. 22.1.2004 n.42, per il quale il titolo abilitativo assume il valore e l'efficacia di Autorizzazione in materia di beni culturali, ambientali e paesaggistici.

In definitiva, si ritiene che non vi siano particolari problematiche inerenti gli interventi locali di miglioramento sismico, in quanto la realizzazione di tale tipologia di opere è consentita senza dover apportare varianti allo strumento urbanistico in vigore.

2.2 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, MORFOLOGICHE E IDROLOGICHE

Sulla "Carta geologica e geomorfologica alla scala 1:25.000" sono rappresentate le aree del POC di Ravenna unitamente ai principali tematismi inerenti la geologia e la geomorfologia dell'area ravennate. L'area del centro storico è caratterizzata dalla presenza di limo argilloso sabbioso.

Per la definizione delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito è possibile riferirsi alla situazione definita nel POC per gli ambiti contermini per i quali vi è una precisa indicazione.

In particolare l'area risulta ricompresa tra gli ambiti POC S1 e PRU "Darsena Città" di cui di seguito si riportano i risultati estrapolati dalla citata relazione.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Ambito	PRU "DARSENA DI CITTA"	
Classificazione sismica del territorio comunale	ZONA	P.G.A.
	3	0,163
Scenario di pericolosità sismica	Area suscettibile di amplificazione stratigrafica	SI
	Area suscettibile di amplificazione stratigrafica con rischio di liquefazione ciclica	No
	Area suscettibile di amplificazione stratigrafica con rischio di cedimenti	SI
Condizioni e limiti di fattibilità geologico-sismica	Allo stato delle conoscenze l'ambito risulta edificabile senza particolari condizionamenti sismici. Le ulteriori analisi da realizzare nella fase di PUA potranno variare localmente le presenti conclusioni, secondo quanto indicato nelle norme allegate.	
Prove da eseguire	Indagini sismiche e geologiche mirate nel prosieguo della progettazione.	
Prove CPT di riferimento	122	
Prove geofisiche di riferimento	16	
Pericolosità di liquefazione	Bassa	
Probabilità di liquefazione	15% < LPb	
Vs30 (0-30 m)	203 m/s	
Caratterizzazione sismica microzonazione	Ambito di risposta sismica: PIANURA2 F.A. PGA = 1,5 F.A. IS 0,1 s < T < 0,5 s = 1,8 F.A. IS 0,5 s < T < 1 s = 2,3	

Ambito	S1a-b PARCO BARONIO - ANTICA MILIZIA	
Classificazione sismica del territorio comunale	ZONA	P.G.A.
	3	0,163
Scenario di pericolosità sismica	Area suscettibile di amplificazione stratigrafica	SI
	Area suscettibile di amplificazione stratigrafica con rischio di liquefazione ciclica	No
	Area suscettibile di amplificazione stratigrafica con rischio di cedimenti	SI
Condizioni e limiti di fattibilità geologico-sismica	Allo stato delle conoscenze l'ambito risulta edificabile senza particolari condizionamenti sismici. Le ulteriori analisi da realizzare nella fase di PUA potranno variare localmente le presenti conclusioni, secondo quanto indicato nelle norme allegate.	
Prove da eseguire	Indagini sismiche e geologiche mirate nel prosieguo della progettazione.	
Prove CPT di riferimento	122, 124, 138	
Prove geofisiche di riferimento	22	
Pericolosità di liquefazione	Pericolosità Bassa	
Probabilità di liquefazione	15% < LPb	
Vs30 (0-30 m)	163 m/s	
Caratterizzazione sismica microzonazione	Ambito di risposta sismica: PIANURA2 F.A. PGA = 1,5 F.A. IS 0,1 s < T < 0,5 s = 1,8 F.A. IS 0,5 s < T < 1 s = 2,5	

I valori di $V_{s,30}$ risultano in linea con quelli utilizzati nell'ambito della valutazione di sicurezza sismica del 2010 estrapolati dalla documentazione fornita all'amministrazione comunale di Ravenna dal Geologo Dott. Vittorio Venturini nel Maggio 2006, relativa al sito della Scuola Mordani e posto a circa 200 metri dal sito in esame, secondo cui è possibile ascrivere i terreni come appartenenti alla categoria D" Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti".

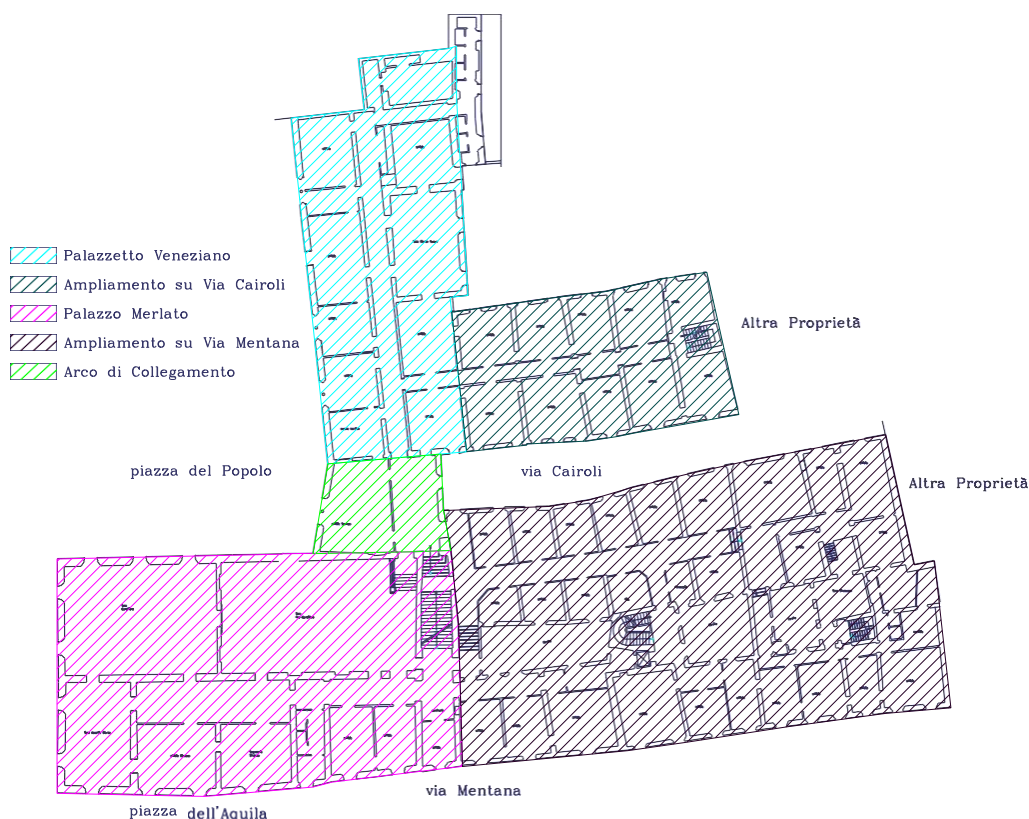
In tale fase progettuale risulta quindi quanto segue:

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

- Presenza nell'intera area in studio di depositi alluvionali costituiti da limi e argille variamente sabbiosi e sabbie variamente limose;
- Presenza di una configurazione topografica pianeggiante e quindi priva di elementi morfologici degni di rilievo che possano avere implicazioni nella stabilità globale della porzione di territorio indagato.
- Classificazione in base ai valori di velocità delle V_{s30} come categoria di sottosuolo " D " (Cfr. D.M.14 gennaio 2008);
- Amplificazione sismica riferibile alla categoria topografica "T1".

2.3 DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA

Il complesso edilizio in esame può essere suddiviso in due edifici principali denominati rispettivamente "Palazzetto Veneziano" e "Palazzo Merlato" ed in due corpi di fabbrica di ampliamento ognuno dei quali pertinente ad uno degli edifici principali come mostrato schematicamente nella figura seguente.



Le principali fasi relative alla costruzione dei corpi di fabbrica indicati sono riassunte nella tabella seguente.

PALAZZETTO VENEZIANO	
1331 e succ.	A partire dall'anno 1331 all'anno 1529 fonti storiche citano diverse stanze pertinenti al Palazzetto Veneziano
1444	Terminano i lavori di restauro e di ampliamento del Palazzetto Veneziano.
1461-83	Vengono poste in opera le colonne di granito del portico con il monogramma di Teodorico .

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

- 1512** Durante a "Battaglia di Ravenna" il Palazzetto veneziano viene gravemente danneggiato.
- 1513** Iniziano i restauri del Palazzetto Veneziano
- 1557** Il Palazzetto Veneziano viene ridotto di una arcata con la costruzione dell'adiacente Palazzo Apostolico.
- 1907** Demolizione delle vecchie Carceri nell'area retrostante il Palazzetto Veneziano.
- 1942** Costruzione di un rifugio antiaereo in c.a. nella zona ove erano ubicate le vecchie Carceri.

PALAZZO MERLATO

- 1408** Riedificazione del Palazzo Merlato nella posizione attuale.
- 1441** La scala di accesso alla Residenza Municipale viene citata come già esistente
- 1461-63** Intervento di restauro del Palazzo Merlato con decorazione del portico e realizzazione del balconcino in marmo su Piazza del Popolo.
- 1465** Intervento di consolidamento di una parete del Palazzo Merlato.
- 1478** Una parte del Palazzo Merlato viene distrutto da un incendio.
- 1483** Restauro generale del Palazzo Merlato e riorganizzazione urbanistica di Piazza del Popolo.
- 1543** Viene modificata la facciata del Palazzo Merlato per creare una piccola residenza per i "Savi"
- 1546** Lavori di rifacimento e consolidamento della copertura del Palazzo Merlato
- 1555** Nel Palazzo Merlato, appena consolidato, prende sede definitiva il "Magistero dei Savi".
- 1557** Viene innalzata la facciata del Palazzo Merlato.
- 1601** Si rende necessaria la progettazione di una nuova Sala del Consiglio, più ampia di quella costruita nel 1589.
- 1681** A causa dello stato di estremo degrado dell'edificio si decide la ricostruzione "da fondamenti" del Palazzo Merlato.
- 1761** Lavori di rifacimento della Sala del Consiglio: l'edificio viene sopraelevato, vengono ristrutturati gli uffici ed ampliata la
- 1775** Rifacimento del cornicione della facciata su Piazza del Popolo.
- 1781** L'Archivio Storico Comunale è trasferito al secondo piano, appena costruito, del Palazzo Merlato.
- 1831** Il tetto del Palazzo Merlato viene ridotto a "due acque" rendendolo uniforme.
- 1857** Riordino delle finestre ed aggiunta della merlatura ghibellina che nasconde il tetto.
- 1921** Restauro del Palazzo Merlato: riapertura delle finestre e delle bifore, realizzazione del soffitto ligneo del portico ed
- 1972** Gli uffici del Sindaco, della sua segreteria e della Sala della Giunta sono riportate all'originaria destinazione d'uso

AMPLIAMENTO SU VIA MENTANA

- 1558 - 1578** Al Palazzo Merlato vengono aggiunte alcune camere a Sud tra Via Cairoli e Via Mentana.

ARCO DI COLLEGAMENTO TRA PALAZZETTO VENEZIANO E PALAZZO MERLATO

- 1534** In tale anno si menziona l'esistenza del cavalcavia che congiunge il Palazzo Merlato con il Palazzetto Veneziano.
- 1680** Sopra l'arco "scemo" di collegamento tra Palazzo Merlato e Palazzetto Veneziano viene realizzata la Cappella del
- 1867** Demolizione della Cappella del Magistrato.

Benché i vari edifici siano stati edificati o riedificati in epoche diverse (a datare dal 1331 per il Palazzetto Veneziano, a far tempo dal 1681 per il Palazzo Merlato, a partire dal 1534 per l'arco di collegamento tra i due edifici ed infine ad iniziare dal 1558 per l'ala di ampliamento tra Via Mentana e Via Cairoli) vi è una discreta omogeneità nel costruito con schemi strutturali ricorrenti tra i vari edifici.

Tutti i corpi di fabbrica in esame sono realizzati con una struttura portante costituita da setti verticali di elementi artificiali in laterizio pieno. Il Palazzetto Veneziano ed il Palazzo Merlato presentano una organizzazione degli spazi simile con un portico in facciata lungo Piazza del Popolo che si sviluppa in elevazione in corrispondenza del piano terra e del piano ammezzato. I solai di copertura dei vari edifici sono del tipo a falda con struttura portante di tipo ligneo.

2.3.1 Strutture di fondazione

Le strutture di fondazione dei vari edifici non sono state indagate nell'ambito del presente incarico, tuttavia, in base alla documentazione pervenuta, essa è costituita, per il Palazzetto Veneziano, dal proseguimento delle murature di

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

elevazione in laterizio pieno per non meno di due metri sotto il piano campagna, ed uno spessore che a partire da quello della muratura di elevazione presenta una modesta risega con un aumento di circa 30 cm al piede.

Nessuna altra notizia è nota circa gli elementi di fondazione degli altri corpi di fabbrica, tuttavia stante le analogie di tipologia costruttiva in elevazione, è altamente probabile che le fondazioni di tutti gli edifici siano costituite dal proseguimento delle murature di elevazione in laterizio pieno, eventualmente con una leggera risega.

2.3.2 Strutture di elevazione

Le strutture portanti di elevazione sono costituite da maschi murari in elementi artificiali in laterizio pieno, ad eccezione dei due portici in facciata del Palazzetto Veneziano e del Palazzo Merlato, costituiti da archi in laterizio pieno, in facciata, sorretti da colonne circolari in pietra naturale.

A fronte di una buona omogeneità tra gli schemi strutturali dei vari edifici, non altrettanto si può affermare a proposito della fattura e dello stato di conservazione delle murature, principalmente a causa delle diverse epoche di costruzione delle varie parti del complesso edilizio ed alle successive modifiche apportate.

2.3.3 Strutture Orizzontali e di Copertura

Le strutture orizzontali dei solai interpiano dei vari edifici, originariamente di tipo piano con struttura lignea o di tipo a volta in laterizio, hanno subito notevoli rimaneggiamenti che hanno comportato, nella maggioranza dei casi la sostituzione con strutture costituite da putrelle in acciaio, tavelloni o pignatte di alleggerimento in laterizio forato e soletta superiore in cls/c.a.

Le strutture in copertura sono caratterizzate da:

- Solai di tipo ligneo con struttura portante costituita da una serie di capriate lignee;
- Solai di copertura costituiti da una struttura portante di travi lignee in appoggio sui timpani delle murature di controvento;
- Solai in latero-cemento di più recente realizzazione.

Per maggiori dettagli sulla tipologia e le destinazioni d'uso dei solai interpiano e di copertura esistenti si rimanda alla lettura dei paragrafi 4.1.3, 6.1, 11.1 ed 11.2.

Non essendo stato concesso agli Scriventi il permesso di realizzare indagini, di tipo endoscopico o saggi, al fine di determinare a campione la morfologia e la geometria dei solai esistenti, i dati sono stati desunti, ove possibile, dalla documentazione tecnica fornita dal Committente.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

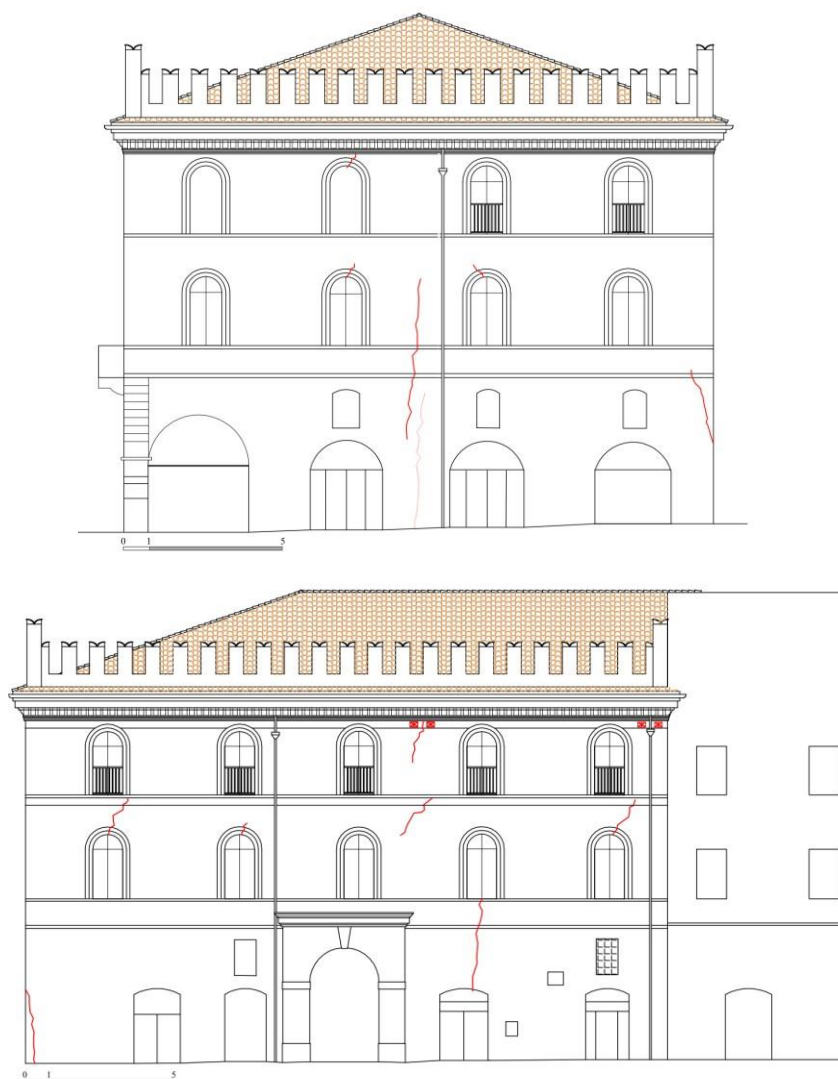
2.4 ANALISI DELLO STATO DI FATTO DELLA STRUTTURA

Stato fessurativo delle strutture portanti

I corpi di fabbrica in oggetto della presente relazione sono costituiti da edifici storici di antica costruzione, oggetto, “in secula seculorum”, di numerosi e non documentati interventi di ampliamento, ristrutturazione o consolidamento che ne hanno in parte modificato l'impianto originario. È quindi da ritenersi inevitabile il manifestarsi di stati fessurativi e/o dissesti a carico delle strutture portanti di elevazione, nonché forme di degrado dei materiali.

Come già riportato in un rilievo eseguito a cura del Committente, gli edifici in oggetto manifestano un quadro fessurativo a carico degli elementi portanti in muratura di laterizi pieni, sia in corrispondenza delle murature dei prospetti e dei timpani della copertura che, in misura minore, degli archi.

Sui prospetti dei diversi edifici, in particolare il Palazzo Merlato, sono visibili, alcune fessurazioni delle murature portanti, in maggioranza ubicate in corrispondenza delle finestre.



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

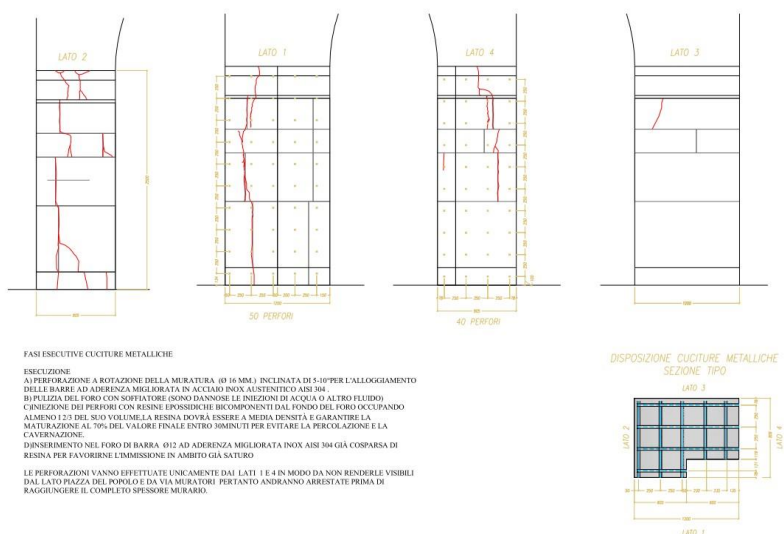
Alcune lesioni delle strutture murarie sono visibili anche all'interno dei diversi edifici.

Come già indicato in precedenza, i numerosi rimaneggiamenti a cui le strutture sono state sottoposte, anche solo per il diverso posizionamento delle aperture di porte e finestre, hanno introdotto numerose discontinuità nelle strutture murarie.

Alcuni stati fessurativi sono inoltre visibili su alcuni degli archi del corridoio ubicato al piano terra del Palazzo Merlato, come mostrato nelle figure seguenti.



I pilastri del portico in facciata del Palazzo Merlato presentano un stato fessurativo importante. In particolare il pilastro d'angolo tra Piazza del Popolo e Via Santi Muratori presenta dissesti e lesioni verticali che interessano anche i blocchi di pietra su tutte le sue facce. Per tale elemento strutturale è già stato presentato il progetto di consolidamento mediante l'utilizzo di cuciture metalliche.

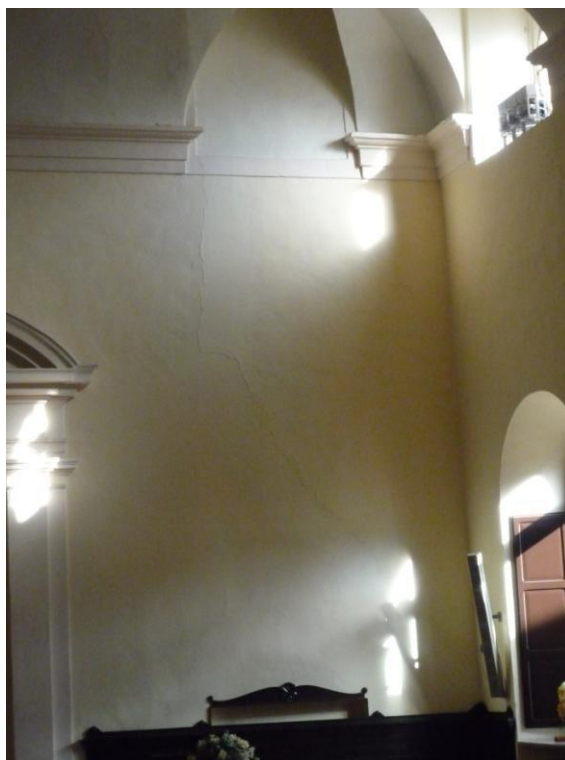


Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Il quadro fessurativo rilevato nel 2010 all'epoca della valutazione di sicurezza era da considerare secondo la scala Ems98 di **Livello D1 – danno leggero**.

Le lesioni rilevate erano per lo più in corrispondenza di angoli di aperture o sugli architravi di porte e finestre e mostravano un'ampiezza $< 1\text{mm}$ indice di un lieve superamento della resistenza a trazione della muratura nelle zone più sollecitate. Erano inoltre presenti lesioni da schiacciamento di lieve entità (appena percettibili e in ogni caso $< 1\text{ mm}$). Si tratta di lesioni imputabili a schiacciamento locale della muratura con minimo sgretolamento della malta e/o di elementi lapidei o laterizi, senza espulsione di materiale combinato a rigonfiamenti per umidità.

Lesioni sub-verticali passanti di ampiezza superiore al mm sono tuttora visibili nella parete che separa la sala preconiliare da quella del Consiglio.



Questo tipo di lesioni indica la presenza di un cedimento differenziale della porzione di parete che insiste sul portico.

Stato di fatto degli orizzontamenti interpiano

I solai rappresentano un elemento strutturale particolarmente vulnerabile per la Residenza Municipale. Sono stati oggetto già di interventi di sostituzione nel recente passato ed un attento esame del loro stato di conservazione e dell'adeguatezza nei confronti dei carichi agenti ne ha mostrato le notevoli carenze statiche.

Stato di fatto della copertura

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

La copertura, sebbene sia stata oggetto di interventi di rinforzo negli anni precedenti, è caratterizzata dalla presenza di collegamenti inadeguati tra le membrature e dalla presenza di uno stato fessurativo e di degrado importante a carico di alcuni degli elementi portanti.



Tali dati sono rappresentativi di una condizione di insicurezza a carichi verticali. Il sistema di copertura è inoltre caratterizzato da un collegamento capriate-muratura affidato al solo vincolo di appoggio delle catene sui maschi murari.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale



In definitiva la configurazione della copertura non garantisce la formazione di un piano rigido, condizione che permette sotto carichi sismici una ripartizione delle azioni in funzione delle rigidezze e che consente di mantenere cinematicamente vincolate i maschi murari anche quando entrano in campo plastico.

Stato di fatto degli elementi non strutturali

Per Palazzo Merlato, i merli costituiscono degli elementi non strutturali caratterizzati da un'elevata vulnerabilità sismica. La posizione a quota elevata e la snellezza degli stessi ne pregiudicano la stabilità in caso di evento sismico. Un eventuale crollo di tali elementi non determina un'alterazione del comportamento dell'edificio, ma rappresenta una grave minaccia per l'incolumità delle persone.



2.5 NORMATIVE, LINEE GUIDA E DOCUMENTI CONSULTATI

Si riportano di seguito i principali riferimenti normativi e bibliografici cui si è fatto riferimento per la stesura del presente progetto.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

a) Normative

- 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".
- D.P.C.M. del 09.02.2011: "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n. 47 del 26 febbraio 2011;

b) Linee Guida

- CNR DT 200/2004: "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".
- CNR DT 206/2006 "Istruzioni per il Progetto, l'Esecuzione e il Controllo delle Strutture di Legno".

c) Documentazione

- Tecno Futur Service S.r.l.: "Progetto di ristrutturazione della Residenza Municipale – Indagini diagnostiche sulle strutture".
- Dott. Ing. Ivano Balatroni: "Consulenza statica al progetto di ristrutturazione della Residenza Municipale di Ravenna; Parte Seconda: III Edizione: Verifiche (diagnosi) e progetto dei rimedi (terapia) per le strutture dei solai".
- Labortec CSM S.r.l. – Rapporto di Prova n° R/093/0132.

Per poter consultare per intero l'elenco delle normative dei riferimenti tecnici si rimanda della lettura del capitolo 3 della presente relazione.

2.6 DEFINIZIONE DELLE AZIONI AGENTI SULLA COSTRUZIONE

Per l'analisi del comportamento dei vari elementi strutturali e non, sono stati considerati i seguenti carichi:

- Carichi dei solai interpiano;
- Carichi dei solai di copertura;
- Carichi accidentali;
- Carico neve;

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

- Carico vento;
- Azione sismica.

L'individuazione della pericolosità sismica per il sito oggetto di studio si è basata sulla determinazione dei seguenti parametri:

- Coordinate del sito → **Latitudine, 44.416667 Nord. Longitudine, 11.983333 Est;**
- Vita nominale = 50 anni;
- Classe d'uso dell'edificio = IV → $C_u = 2$;
- Periodo di riferimento = 100 anni;
- Categoria di sottosuolo = D;
- Categoria topografica = T1.

Per maggiori dettagli sulla definizione dell'azione sismica si suggerisce la lettura del capitolo 10, mentre per la determinazione delle restanti azioni considerate si faccia riferimento al capitolo 6.

2.7 DESCRIZIONE DEI MATERIALI PER USO STRUTTURALE

Per la descrizione dei materiali costituenti le strutture esistenti e le opere ex-novo e di consolidamento si rimanda alla lettura del capitolo "CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI COSTITUENTI GLI ELEMENTI STRUTTURALI" della presente relazione.

2.8 DISPOSIZIONI ATTUATIVE: IL DM 14 GENNAIO 2008

2.8.1 Requisiti di sicurezza

Come già espresso in premessa, la verifica di sicurezza di un edificio esistente deve seguire le direttive impartite dal capitolo 8 del DM 14 gennaio 2008 e dal C8 e appendice C8A della Circolare applicativa 617/2009, le quali guidano il progettista sia nella definizione del livello di acquisizione dati da raggiungere per una certa tipologia di edificio e sia sui requisiti di sicurezza da rispettare e le modalità di analisi da applicare.

Per la valutazione della sicurezza secondo le NTC2008 si adottano i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_k e F_k definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

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.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{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.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

La norma impone che nella valutazione della sicurezza degli costruzioni esistenti in muratura si effettui la verifica degli stati limite definiti al § 3.2.1 delle NTC 2008, con le precisazioni riportate al § 8.3

2.8.2 Azione sismica - Stato limite di salvaguardia della vita, stato limite di danno e di operatività

In ottemperanza a quanto previsto al § 7.3.6 e § 7.3.7 delle NTC 2008, i fini della valutazione della sicurezza nei riguardi dell'azione sismica occorre, verificare la costruzione per lo stato di salvaguardia della vita umana (SLV) per lo stato limite di danno (SLD) e per lo stato limite di operatività (SLO) così definiti:

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

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

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

Per SLV saranno effettuate verifiche in termini di resistenza.

Per SLD occorrerà effettuare verifiche in termini di resistenza in quanto, secondo il § 7.3.7.1 per costruzioni di Classe III e IV, se si vogliono limitare i danneggiamenti strutturali, per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo SLD (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) ed attribuendo ad η il valore di $2/3$, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d).

Per SLO per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione. Questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai $2/3$ del seguente limite valido per strutture in muratura ordinaria:

$$d_r < 0,003 h \quad (7.3.18)$$

dove:

- d_r è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4,
- h è l'altezza del piano.

2.8.3 Carichi e masse per la verifica sismica

Come è ben noto forza-peso e massa sono legate dalla relazione $P = mg$ dove P è la forza peso, m è la massa e g l'accelerazione di gravità. E' dunque possibile ottenere le masse sismiche dividendo i pesi per g cioè $m = P/g$.

Il D.M. 14/01/2008, § 3.2.4 prevede che i carichi da trasformare in masse siano quelli associati alla seguente combinazione di carichi statici:

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

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 2.5.I del D.M. 14/01/2008, qui riportata in stralcio.

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{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 ≤ 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 ≤ 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

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

2.8.4 Combinazione di carico statica

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 è la seguente, prevista al § 2.5.3 delle NTC 2008

$$F_d = \gamma_{g1} G_1 + \gamma_{g2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \sum (\gamma_{Qki} \psi_{0i} Q_{ki})$$

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
- ψ_{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 stralcio.

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾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.

2.8.5 Combinazioni di carico sismica allo SLV

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

$$F_d = E + G_1 + G_2 + \sum (\psi_{2i} Q_{ki})$$

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;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente dell'azione variabile Q_i ;
- Q_{ki} valore caratteristico della azione variabile Q_i .

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Poiché il miglioramento 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.

2.9 DESCRIZIONE GENERALE DEGLI INTERVENTI LOCALI NECESSARI ALLA MITIGAZIONE DELLE PRINCIPALI VULNERABILITÀ DELLA RESIDENZA MUNICIPALE SITA IN PIAZZA DEL POPOLO

In generale, la scelta della tipologia degli interventi locali di miglioramento deve tener conto della specifica caratterizzazione dell'edificio esaminato e della sua destinazione d'uso. Al fine di individuare gli elementi che necessitano di interventi strutturali, risulta fondamentale, in fase di progettazione, identificare correttamente i possibili meccanismi di collasso cui possono essere sottoposte le varie parti che compongono l'edificio e i conseguenti cinematismi ad essi associati. Altrettanto importante risulta essere la corretta determinazione dello stato di sollecitazione dei vari elementi strutturali, la quale può essere ottenuta solo mediante una accurata definizione del modello di calcolo globale della struttura.

L'obiettivo del presente progetto è quello di garantire un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti, senza determinare sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme. Le verifiche numeriche sui vari elementi strutturali hanno consentito di progettare gli interventi di rinforzo maggiormente idonei al raggiungimento di tale obiettivo.

Gli studi effettuati in fase di progettazione preliminare, hanno evidenziato le seguenti vulnerabilità dell'edificio:

1. presenza di porzioni di muratura lesionate o degradate;
2. eccessiva deformabilità dei solai;
3. elevata vulnerabilità in copertura;
4. possibile innesco di meccanismi locali per i maschi murari;
5. vulnerabilità per i pilastri del portico di Palazzo Merlato e Palazzetto Veneziano per azioni fuori piano;
6. situazioni di vulnerabilità degli elementi non strutturali.

Al fine di eliminare tali carenze strutturali vengono proposti i seguenti interventi:

1. Interventi volti ad incrementare la resistenza dei maschi murari (C8A.5.6) essenzialmente scuci-cuci e ristilature armate per la riparazione localizzata di parti lesionate o degradate e per ricostruire la compagine muraria in corrispondenza di cavità e vani di varia natura;
2. Interventi volti a ridurre l'eccessiva deformabilità (C8A.5.3) e ad aumentare la resistenza dei solai tramite la realizzazione del diaframma di piano secondo varie tecniche in relazione alla tipologia di solaio da consolidare adeguandoli anche alle verifiche SLU ed SLE;
3. Interventi volti a ridurre la vulnerabilità statica e sismica in copertura;
4. Presidi ai meccanismi locali;
5. Consolidamento dei pilastri del portico di Palazzo Merlato e Palazzetto Veneziano;
6. Interventi volti a ridurre le vulnerabilità degli elementi non strutturali.

Per maggiori informazioni si rimanda alla lettura del capitolo 5 della presente relazione.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

2.10 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA PRE E POST-INTERVENTO: VERIFICHE LOCALI

Come già illustrato nel paragrafo sull'analisi dello stato di fatto della struttura, sono state evidenziate le maggiori vulnerabilità dell'edificio:

1. presenza di porzioni di muratura lesionate o degradate;
2. eccessiva deformabilità dei solai;
3. elevata vulnerabilità in copertura;
4. possibile innesco di meccanismi locali per i maschi murari;
5. vulnerabilità per i pilastri del portico di Palazzo Merlato e Palazzetto Veneziano nei confronti dell'azione fuori piano;
6. situazioni di vulnerabilità degli elementi non strutturali.

Per riuscire ad analizzare tali problematiche strutturali, è necessario effettuare delle verifiche locali sulla struttura, esulando quindi dalla conoscenza della risposta globale dell'edificio.

Le verifiche proposte in definitiva sono:

1. valutazione della sicurezza statica dei solai;
2. valutazione della sicurezza statica e sismica della copertura;
3. analisi dei meccanismi di collasso locali fuori piano per i maschi murari;
4. valutazione dell'incremento di resistenza degli elementi verticali del portico di Palazzo Merlato;
5. valutazione della sicurezza sismica degli elementi non strutturali.

2.10.1 Valutazione della sicurezza statica dei solai

2.10.1.1 Metodo di analisi e criteri di verifica

Per la valutazione della sicurezza statica dei solai si esegue un'analisi statica lineare secondo quanto previsto al §4.5.6 delle NTC 2008 con riferimento allo Stato Limite Ultimo e allo Stato Limite di Esercizio, seguendo le indicazioni riportate in §2.5.3. Per la combinazione delle azioni vengono considerate le seguenti Combinazioni delle Condizioni di Carico (CCC) :

- Combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{g1}G_1 + \gamma_{g2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{1k} + \sum(\gamma_{Qki}\psi_{0i}Q_{ki})$$

- Combinazione caratteristica rara (SLE):

$$G_1 + G_2 + Q_{1k} + \sum(\psi_{0i}Q_{ki})$$

Le verifiche statiche SLU per i solai di piano con elementi portanti in acciaio vengono svolte considerando la resistenza di calcolo dell'acciaio definita nel paragrafo 8.1.3 e valutando la resistenza delle membrature secondo quanto indicato al punto §4.2.4.1.2 delle NTC 2008. Le verifiche SLE prevedono il controllo dell'inflessione degli elementi strutturali in accordo con il §4.2.4.2 delle NTC 2008.

Le verifiche statiche SLU per i solai di piano con elementi portanti in legno vengono svolte considerando le caratteristiche meccaniche del legname definita nel precedente paragrafo 8.1.2.1, seguendo le indicazioni, valide

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

per gli edifici di nuova costruzione, fornite al punto §4.2.4.1.2 delle NTC 2008. Le verifiche SLE prevedono il controllo della deformazione istantanea e a lungo termine del legno in accordo con quanto indicato al punto §4.4.7 delle NTC 2008.

2.10.1.2 Verifiche stato di fatto

Si riportano di seguito le tabelle riassuntive delle verifiche svolte.

Piano Ammezzato

Campo di Solaio	Trave				Mrd	Mslu / Mrd	Check	Vrd	Vslu / Vrd	Check	Freccia Elastica	Freccia Limite	Check
	E	b	h	I									
/	MPa	m	m	cm ⁴	KNm			KN			mm	mm	
CAMPO X	2E+05	-	-	2140	43.52	152%	NV	204	21%	OK	39.85	24.36	NV
CAMPO Y e Z	2E+05	-	-	935	23.67	129%	NV	141	21%	OK	18.63	16.254	NV
CAMPO AD	2E+05	-	-	317.8	10.57	138%	NV	81	31%	OK	16.30	15.12	NV
CAMPO AE	2E+05	-	-	3060	56.4	62%	OK	157	40%	OK	9.67	19.74	OK

Piano Primo

Campo di Solaio	Trave				Mrd	Mslu / Mrd	Check	Vrd	Vslu / Vrd	Check	Freccia Elastica	Freccia Limite	Check
	E	b	H	I							mm	mm	
/	MPa	m	M	cm4	KNm			KN					
CAMPO L	2E+05	NP140		573	16.61	282%	NV	85	33%	OK	125.40	27.2	NV
CAMPO N	2E+05	IPN240		4250	71.72	46%	OK	218	9%	OK	11.07	26.04	OK
Campi AL AG AH AI	2E+05	IPE160		869.3	21.57	83%	OK	97	17%	OK	12.74	17.22	OK
CAMPO AM	2E+05	IPE140		541.2	15.38	197%	NV	77	31%	OK	50.46	20.58	NV
CAMPO AF	2E+05	IPE220		2772	49.68	73%	OK	160	14%	OK	19.24	26.25	OK
CAMPO BH	2E+05	IPE160		869	21.57	79%	OK	97	19%	OK	9.60	15.12	OK
CAMPO BI	2E+05	IPE120		317.8	10.57	158%	NV	63	28%	OK	25.67	15.12	NV
CAMPO BP	2E+05	IPN220		3060	56.4	142%	NV	187	26%	OK	38.73	26.44	NV
CAMPO BL	2E+05	IPN240		4250	71.72	63%	OK	219	14%	OK	13.46	24.36	OK
CAMPO BR	2E+05	IPE120		317.8	10.57	292%	NV	63	37%	OK	90.05	21	NV
CAMPO BS	2E+05	IPE160 acc		1738.6	43.40	82%	OK	194	13%	OK	23.07	23.1	OK
CAMPO BT	2E+05	IPN300		9800	132.0	80%	OK	339	13%	OK	33.48	37.8	OK
CAMPO O	7000	0.2	0.28	36587	19.5	119%	NV	60	37%	OK	11.40	16.8	OK
CAMPO P	7000	0.1	0.21	10805	7.7	174%	NV	18	69%	OK	23.84	17.4	NV
CAMPO Q	7000	0.2	0.35	71458	30.5	275%	NV	42	114%	NV	58.79	27.8	NV

Piano Secondo

Campo di Solaio	Trave				Mrd	Mslu / Mrd	Check	Vrd	Vslu / Vrd	Check	Freccia Elastica	Freccia Limite	Check
	E	b	h	I									

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

/	MPa	m	m	cm4	KNm			KN			mm	mm
Campi "AO"	210000	IPN 240	4250	68.27	90%	OK	208	18%	OK	20.69	25.83	OK
Campi "AP"	210000	IPN 240	4250	68.27	133%	NV	208	22%	OK	45.75	31.50	NV
Campi "AQ"	210000	IPN 240	4250	68.27	98%	OK	208	19%	OK	25.03	27.09	OK
Campi "AS"	210000	IPN 240	4250	68.27	169%	NV	208	25%	OK	73.72	35.49	NV
Campi "AV"	210000	IPN 240	5740	85.18	59%	OK	208	16%	OK	11.40	24.49	OK
Campi "AU"	210000	IPN 260	5740	85.18	126%	NV	208	23%	OK	51.99	35.78	NV
Campi "AW1"	210000	IPE 220	2272	49.68	86%	OK	151.9	18%	OK	25.32	25.20	NV
Campi "AW2"	210000	IPE 160	869.3	21.57	144%	NV	92.38	21%	OK	48.99	25.20	NV
Campi "AX"	210000	IPE 160	869.3	21.57	132%	NV	92.38	31%	OK	17.52	15.88	NV
Campi "AY"	210000	IPE 160	869.3	21.57	120%	NV	92.38	30%	OK	14.42	15.12	OK
Campi "AZ"	210000	IPE 160	869.3	21.57	107%	NV	92.38	28%	OK	11.47	14.28	OK
Campi "BA"	210000	IPE 160	869.3	21.57	148%	NV	92.38	33%	OK	21.97	16.80	NV
Campi "BB"	210000	IPE 180	1317	28.97	57%	OK	107	17%	OK	5.26	14.03	OK

2.10.1.3 Verifiche stato di progetto

Tipologia Interventi	
Tipo	Descrizione
Tipo 1	Ricostruzione solaio con sostituzione dei profili e posa in opera di soletta collaborante in calcestruzzo alleggerito cm5, connettori, cordolo perimetrale e spinotti
Tipo 2	Rinforzo solaio esistente

Solai - Piano Ammezzato				
Tipo	Descrizione	Campi	Destinazione d'uso	Tipo di intervento
Tipo 3	IPN 200 i=90 cm + solaio latero cementizio h=12+10	CAMPO X	Archivio	Tipo 1
Tipo 4	IPN 160 i=90 cm + solaio latero cementizio h=12+10	CAMPO Y e Z	Archivio	Tipo 1
Tipo 8	IPE 120 i=90cm+volterrane h=12cm e soletta di cls cm8	CAMPO AD	Deposito	Tipo 1

Si riporta di seguito la tabella riepilogativa delle verifiche svolte, per maggiori dettagli si rimanda alla lettura del paragrafo 11.1.4.

Campo di Solaio	Trave				Mrd	Mslu / Mrd	Check	Vrd	Vslu / Vrd	Check	Freccia Elastica	Freccia Limite	Check
	E	b	h	I									
/	Mpa	m	m	cm4	KNm			KN			mm	mm	
CAMPO X	Sezione mista				49.2	86%	OK	-	13%	OK	12.1	24.36	OK

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

CAMPO Y e Z	Sezione mista	21.1	89%	OK	-	8%	OK	3.5	16.2	OK
CAMPO AD	Sezione mista	29.9	97%	OK	-	8%	OK	17.3	24.36	OK

Solai piano primo

Solai Esistenti- Solaio primo piano				
Tipo	Descrizione	Campi	Destinazione d'uso	Tipo di intervento
Tipo 2	IPN220 i=94cm tavelloni + soletta h=7cm	CAMPO BP	Archivio	Tipo 2
Tipo 5	IPE120 i=90cm tavelloni + soletta h=4,5 cm	CAMPO BI	Uffici	Tipo 2
Tipo 7	IPE120 i=90cm tavelloni + pav e sottofondo h=5,2cm+ tavellone inferiore e soffitto	CAMPO BR	Uffici	Tipo 1
Tipo 14	travetti i=40 cm con trave rompitratta ed assito 2cm+pav ligneo 4 cm	CAMPO O	Uffici	Tipo 2
Tipo 16	travi in legno 14x21 con i=65cm + assito cm 2.5 + 15cm vuoto + pav ligneo 4 cm	CAMPO P	Uffici	Tipo 2
Tipo 17	IPN140 con i=80cm+doppi tavelloni +sottonfondo+parquet	CAMPO L	Uffici	Tipo 1
Tipo 18	travi lignee(20x35cm)con i=1.6m +voltine di muratura h=8cm +pav ligneo 4 cm	CAMPO Q	Uffici	Tipo 2
Tipo 23	ipe140 i=90cm tavelloni+soletta h=4cm + sottofondo h=3 cm+pav.2.5 cm	CAMPO AM	Uffici	Tipo 2

Si riporta di seguito la tabella riepilogativa delle verifiche svolte, per maggiori dettagli si rimanda al paragrafo 11.1.4.

Campo di Solaio	Trave				Mrd	Mslu / Mrd	Check	Vrd	Vslu / Vrd	Check	Freccia	Freccia	Check
	E	b	h	I							Elastica	Limite	
/	Mpa	m	m	cm4	KNm			KN			mm	mm	
CAMPO L	Sezione mista				39.8	88%	OK	-	8%	OK	26.4	27.2	OK
CAMPO AM	Sezione mista				29.0	93%	OK	-	8%	OK	12.80	21.2	OK
CAMPO BI	Sezione mista				14.5	94%	OK	-	6%	OK	8.70	15.12	OK
CAMPO BP, AI e AL	Sezione mista				77.8	99%	OK	-	36%	OK	24.10	26.44	OK
CAMPO BR	Sezione mista				29.0	86%	OK	-	7%	OK	13.6	21	OK
CAMPO O	Sezione mista				-	<100%	OK	-	<100%	OK	2.54	16.8	OK
CAMPO P	Sezione mista				-	<100%	OK	-	<100%	OK	3.55	17.4	OK
CAMPO Q	Sezione mista				193.0	59%	OK	-	25%	OK	23.2	27.8	OK

Solai piano secondo

Solai Esistenti- Solaio secondo piano				
Tipo	Descrizione	Campi	Destinazione d'uso	Tipo di intervento
Tipo 3	IPE 220 i=51cm TAVELLONI+ SOLETTA H=5cm +SOTTOFONDO H=4,0cm+PAV.2cm CON TAVELLONI INF	CAMPO AW	Centro stampa	Tipo 2
Tipo 4	NP 160 i=88cm TAVELLONI+ SOLETTA H=5cm + SOTTOFONDO H=4,0cm	CAMPO AX, AY, AZ, BA	Centro stampa	Tipo 2
Tipo 5	IPE 180 i=56cm TAVELLONI+ SOLETTA H=5cm+ SOTTOFONDO H=4,0cm	CAMPO BB	Uffici	Tipo 2

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Tipo 7	NP240 i=90cm TAVELLONI+ SOLETTA H=8cm+SOTTOFONDO H=6cm+PARQUET	CAMPO AP, AQ, AO, AS, AV	Uffici	Tipo 2
Tipo 8	NP 260 i=90cm TAVELLONI+SOLETTA H=8cm+ SOTTOFONDO H=6cm+ PARQUET	CAMPO AU	Uffici	Tipo 2

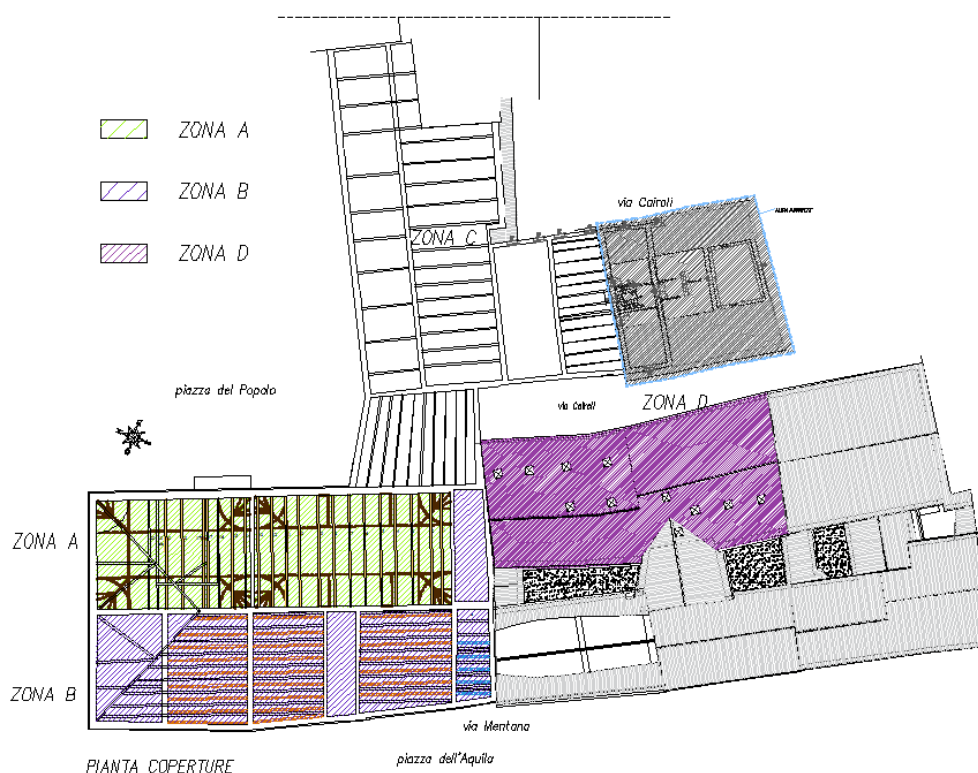
Si riporta di seguito la tabella riepilogativa delle verifiche svolte, per maggiori dettagli si rimanda alla lettura del paragrafo 11.1.4.

Campo di Solaio	Sezione Resistente				Mrd	Mslu / Mrd	Check	Vrd	Vslu / Vrd	Check	Freccia Elastica	Freccia Limite	Check
	E	b	h	I									
/	Mp a	m	m	cm 4	KNm			KN			mm	mm	
Campi "AP"e"AS"	Sezione Mista				119.4	56%	OK	-	17%	OK	Vedi Verifiche Specifiche		
Campi "AU"	Sezione Mista				156.9	62%	OK	-	18%	OK	Vedi Verifiche Specifiche		
Campo "AW1"(e "AW2")	Sezione Mista				62.9	59%	OK	-	31%	OK	Vedi Verifiche Specifiche		
Campi "AX" "AY" "AZ" "BA" "BB"	Sezione Mista				30.7	85%	OK	-	33%	OK	Vedi Verifiche Specifiche		

2.10.2 Valutazione della sicurezza statica e sismica della copertura

Come già illustrato nel paragrafo relativo alla descrizione della struttura, nel complesso sono presenti diversi sistemi costruttivi in copertura:

- Solai di tipo ligneo con struttura portante costituita da una serie di capriate lignee (zona A e C);
- Solai di copertura costituiti da una struttura portante di travi lignee in appoggio sui timpani delle murature di controvento (zona B);



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Nella zona A le capriate di palazzo Merlato, sebbene siano state oggetto di interventi di rinforzo negli anni precedenti, sono caratterizzate dalla presenza di collegamenti poco affidabili tra le membrature e dalla presenza di uno stato di degrado per gli elementi portanti. Tali dati sono rappresentativi di una condizione di insicurezza a carichi verticali. Il sistema di copertura è inoltre caratterizzato da un collegamento capriate-muratura affidato al solo vincolo di appoggio delle catene sui maschi murari. In definitiva la configurazione della copertura non garantisce la formazione di un piano rigido, condizione che permette sotto carichi sismici una ripartizione delle azioni in funzione delle rigidezze e che consente di mantenere cinematicamente vincolate i maschi murari anche quando entrano in campo plastico.

La copertura di Palazzetto Veneziano, zona C, invece è stata rinforzata in corrispondenza del lato di Piazza del Popolo attraverso l'inserimento di tiranti incrociati atti a garantire un diaframma di piano e sulla restante porzione attraverso il miglioramento dei collegamenti tra gli elementi costituenti le capriate.

Nella zona B di Palazzo Merlato i solai di copertura sono costituiti da una struttura portante di travi lignee (alcune soggette ad uno stato di degrado importante) in appoggio sui timpani delle murature di controvento. Anche su questa zona il rilievo dello stato di fatto evidenzia una inadeguatezza della copertura sia a carichi statici sia in condizioni sismiche.

Infine la zona D mostra un solaio di copertura in latero-cemento, realizzato negli anni '90. Su tale orizzontamento non si dispongono informazioni circa le caratteristiche dei travetti e della caldana. Tuttavia, considerando l'epoca di costruzione del solaio, è molto probabile che la soletta in calcestruzzo non sia armata, impendendo la formazione del piano rigido, condizione auspicata per il buon comportamento sismico della struttura.

Alla luce di tali considerazioni vengono illustrate:

- le verifiche statiche allo stato di fatto e di progetto per le zone A e B,
- le verifiche sismiche di progetto per la realizzazione del diaframma di falda per le zone A e B.

2.10.2.1 Verifiche statiche non sismiche per la copertura

2.10.2.1.1 Metodo di analisi e criteri di verifica

Per la valutazione della sicurezza statica della si esegue un'analisi statica lineare secondo quanto previsto al §4.5.6 delle NTC 2008 con riferimento allo Stato Limite Ultimo e allo Stato Limite di Esercizio, seguendo le indicazioni riportate in §2.5.3. Per la combinazione delle azioni vengono considerate le seguenti Combinazioni delle Condizioni di Carico (CCC) :

- Combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{g1}G_1 + \gamma_{g2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{1k} + \sum(\gamma_{Qki}\psi_{0i}Q_{ki})$$

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

- Combinazione caratteristica rara (SLE):

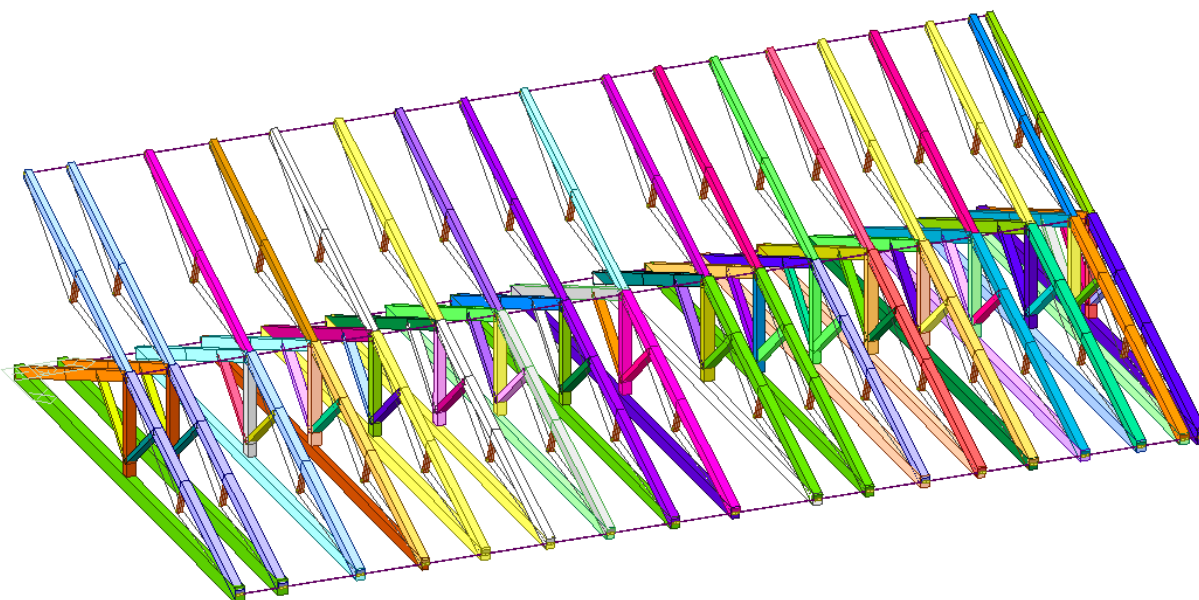
$$G_1 + G_2 + Q_{1k} + \sum (\psi_{0i} Q_{ki})$$

Le verifiche statiche SLU per gli elementi portanti in legno delle coperture vengono svolte considerando le caratteristiche meccaniche del legname definita nel paragrafo 8.1.2.3, seguendo le indicazioni, valide per gli edifici di nuova costruzione, fornite al punto §4.2.4.1.2 delle NTC 2008. Le verifiche SLE prevedono il controllo della deformazione istantanea e a lungo termine del legno in accordo con quanto indicato al punto §4.4.7 delle NTC 2008.

2.10.2.1.2 Verifiche dello stato di fatto

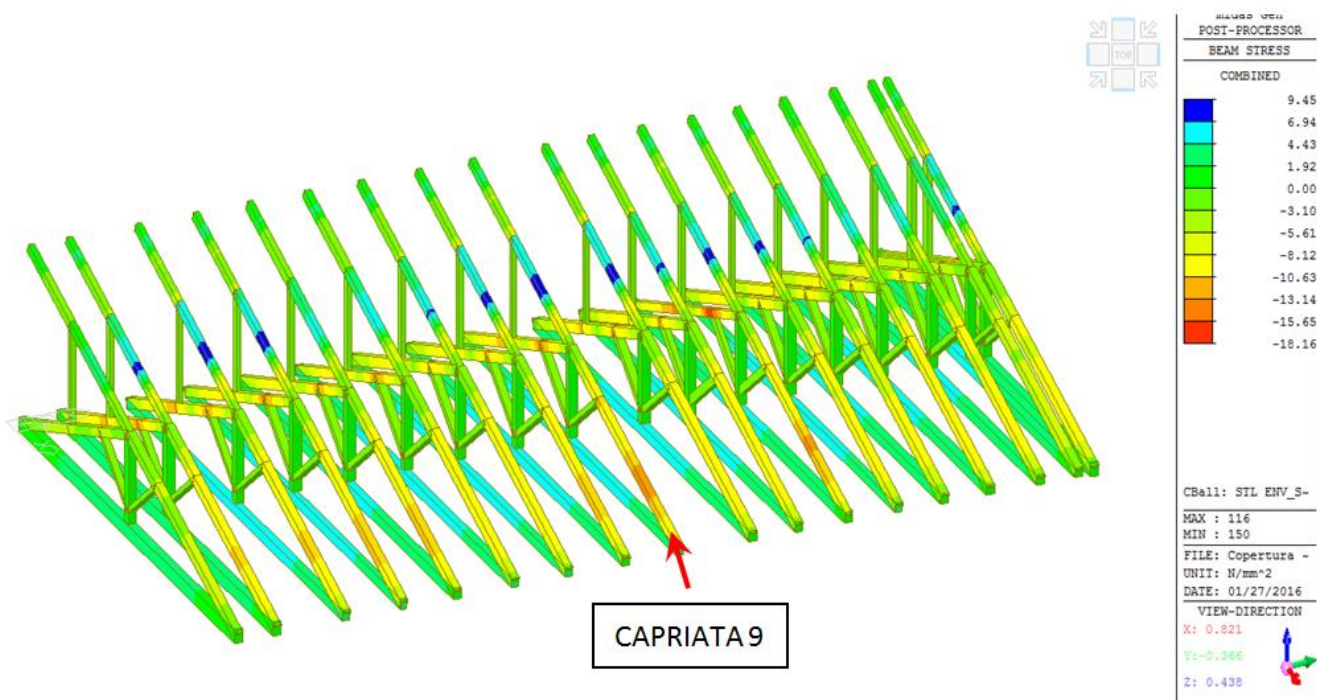
Zona A

Il rilievo svolto alla fine degli anni '90 permette di definire il seguente modello strutturale.

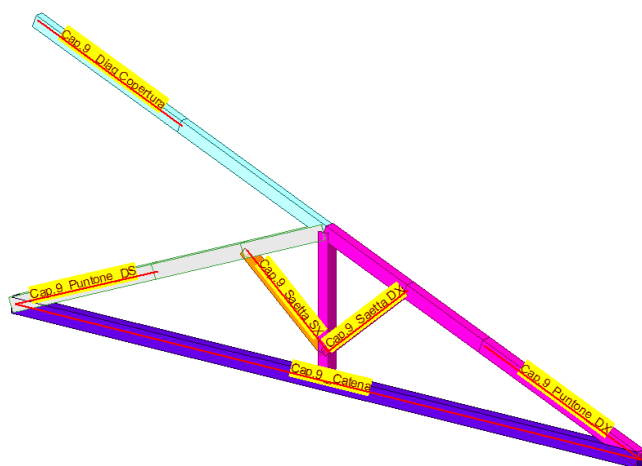


Applicando al modello le combinazioni di carico definite nel paragrafo 9.4, è possibile calcolare lo stato tensionale dei diversi elementi come mostrato nell'immagine seguente.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale



La capriata 9, come si può notare dall'immagine, è la capriata più sollecitata. Si riportano di seguito le verifiche effettuate sull' elemento più significativo di tale capriata.

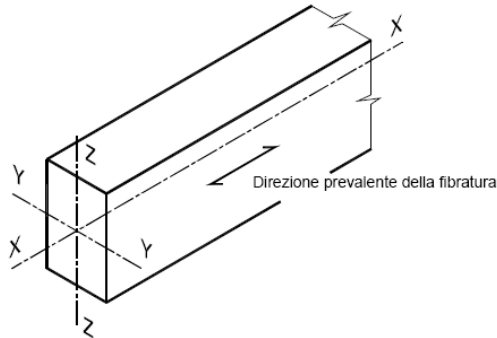


Elementi Capriata N°9

Tipologia	Dimensioni [cm]	b × h
Puntone DX	20 × 25	
Puntone SX	20 × 25	
Saetta DX	22 × 13	
Saetta SX	20 × 15	
Catena	19 × 27	
Diagonale Copertura	15 × 22	

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Verifica saetta SX

Verifica sezione in legno - versione 1.1 β 2								
Classe di durata del carico		Breve durata						
		meno di 1 settimana [neve a bassa quota]						
Classe di servizio		1	UR < 65%		k_{mod}	0.9		
Tipologia		Legno massiccio				γ_m	1.50	
Sezione Rettangolare	H [cm]	13.0	A [cm ²]	J _y [cm ⁴]	J _z [cm ⁴]	W _y [cm ³]	W _z [cm ³]	
	B [cm]	22.0	286	4028	11535	620	1049	
Valori caratteristici del materiale					C14			
Proprietà di Resistenza [N/mm ²]				Proprietà di modulo elastico [N/mm ²]				
Flessione*		$f_{m,k}$	14.00	parallelo medio		$E_{0,m}$	7000	
Trazione parallela*		$f_{t,0,k}$	8.00	parallelo caratteristico		$E_{0,05}$	4700	
Trazione perpendicolare		$f_{t,90,k}$	0.40	perpendicolare medio		$E_{90,m}$	230	
Compressione parallela		$f_{c,0,k}$	16.00	tangenziale medio		G_m	440	
Compressione perpendicolare		$f_{c,90,k}$	2.00	Massa volumica [kg/m ³]				
Taglio		$f_{v,k}$	3.00	caratteristica		ρ_k	290	
Considero k_h ?		NO	$k_{h,fless,y}$	1.00	$k_{h,fless,z}$	1.00	$k_{h,traz}$	1.00
Il coefficiente k_h incrementa i valori caratteristici di flessione e trazione parallela								
Stati limite ultimi								
Sollecitazioni [kN,kNm]								
N _d		46.57	kN					
T _{z,d}		0.00	kN					
T _{y,d}		0.00	kN					
M _{y,d}		0.00	kNm					
M _{z,d}		0.00	kNm					
M _{t,d}		0.00	kNm					

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Verifiche di resistenza						
Trazione parallela alla fibratura				Verifica non necessaria		
Trazione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione parallela alla fibratura				La sezione è verificata		
$\sigma_{c,0,d}$	2.44	N/mm ²	<	$f_{c,0,d}$	9.60	N/mm ²
Compressione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione inclinata rispetto alla fibratura				Da sviluppare		
Flessione				Attenzione: non verifica!		
$\sigma_{m,y,d}$	12.53	N/mm ²		$\sigma_{m,z,d}$	0.00	N/mm ²
$f_{m,y,d}$	8.40	N/mm ²		$f_{m,z,d}$	8.40	N/mm ²
k_m	0.70					
$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				1.49	<	1 NO
$k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				1.04	<	1 NO
Tensoflessione				Verifica non necessaria		
Pressoflessione				Attenzione: non verifica!		
$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				1.56	<	1 NO
$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				1.11	<	1 NO
Taglio				Verifica non necessaria		
Torsione				Verifica non necessaria		
Taglio e Torsione				Verifica non necessaria		

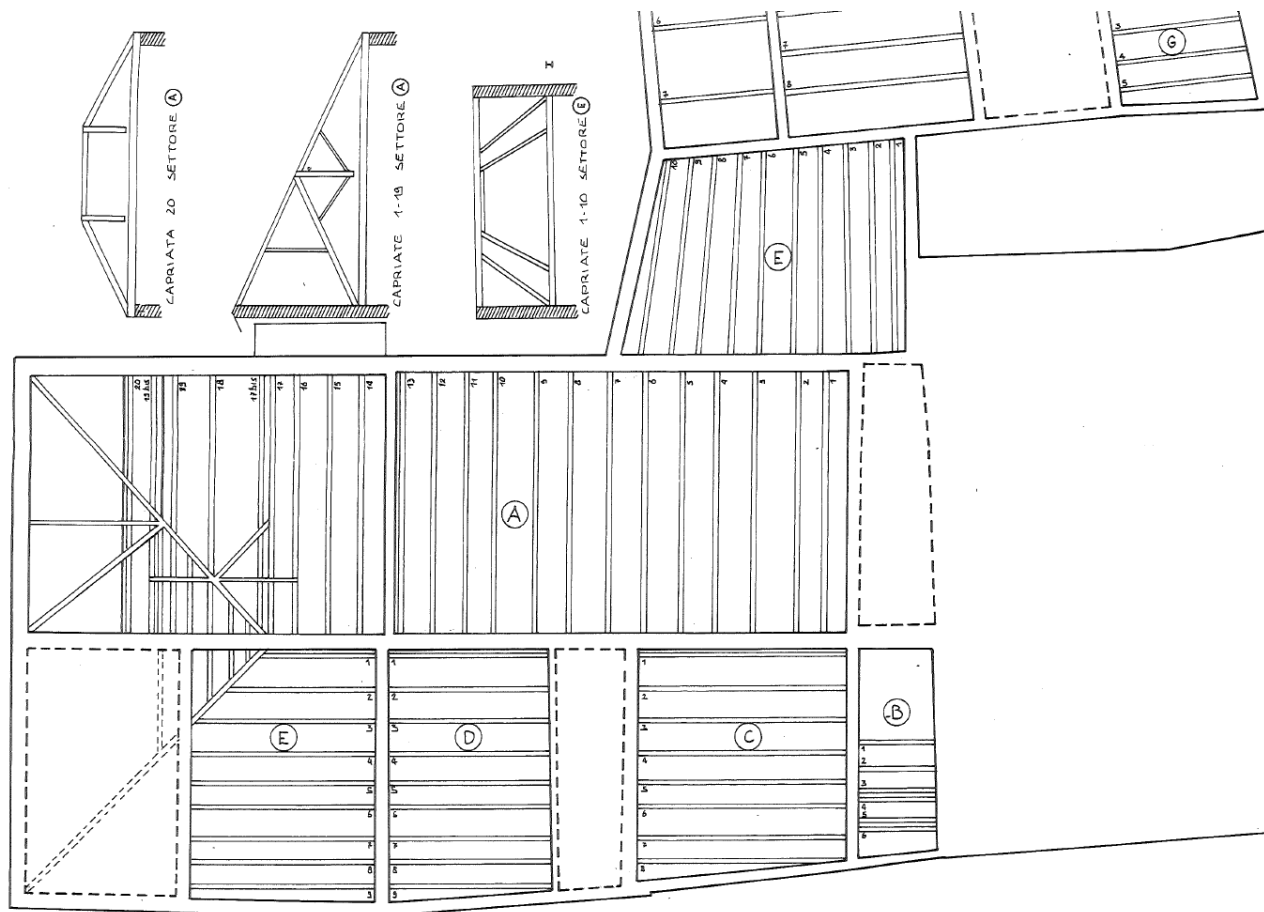
Verifiche di stabilità						
Elementi inflessi - asse y				Attenzione: non verifica!		
I_{eff}	600.00	cm				
$\sigma_{m,y,crit}$	98.72	N/mm ²	tensione critica di svergolamento			
λ_{rel}	0.38		snellezza relativa di svergolamento			
k_{crit}	1.00		coefficiente di sbandamento laterale			
$\sigma_{m,y,d} / (k_{crit} f_{m,y,d}) + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				1.49	<	1 NO
$k_m \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} f_{m,y,d}) + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				1.04	<	1 NO
Elementi inflessi - asse z				Verifica non necessaria		
Elementi tensoinflessi - asse y				Verifica non necessaria		
Elementi tensoinflessi - asse z				Verifica non necessaria		
Elementi compressi				La sezione è verificata		
l_0	320.00	cm	lunghezza di libera inflessione			
i_y	7.22	cm	raggio di inerzia y			
i_z	5.77	cm	raggio di inerzia z			
$\lambda_{rel,c,y}$	0.82		snellezza relativa y			
$\lambda_{rel,c,z}$	1.03		snellezza relativa z			
k	1.10					
$k_{crit,c}$	0.67		coefficiente di sbandamento laterale			
$\sigma_{c,0,d} / (k_{crit,c} f_{c,0,d})$				0.38	<	1
Elementi pressoinflessi - asse y				Attenzione: non verifica!		
$\sigma_{c,0,d}/k_{crit,c} f_{c,0,d} + \sigma_{m,y,d}/k_{crit} f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}$				1.87	<	1 NO
$\sigma_{c,0,d}/k_{crit,c} f_{c,0,d} + k_m \sigma_{m,y,d}/k_{crit} f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}$				1.42	<	1 NO
Elementi pressoinflessi - asse z				Verifica non necessaria		

Per visionare per intero le verifiche svolte si rimanda alla lettura del paragrafo 11.2.1.2 della presente relazione.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Zona B

Il rilievo svolto alla fine degli anni '90 descrive il seguente stato di fatto.



PALAZZO MERLATO RAVENNA

DIMENSIONI DELLE TRAVI - SETTORE B - C - D - E

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
B	20X15 M.T.	11X20 S.A.	19X14 S.V.	22X11 M.T.	18X13 S.V.	21X12 M.T.				
C	20X18 S.A.	48X21 M.T.	24X43 M.T.	35X20 M.T.	35X19 M.T.	24X23 S.A.	34X15 M.T.	30X24 S.A.		
D	18X20 S.A.	20X29 M.T.	18X35 M.T.	34X19 M.T.	35X20 M.T.	34X17 M.T.	33X18 M.T.	37X17 M.T.	18X20 S.A.	
E	21X24 S.V.	21X24 S.V.	19X25 S.V.	33X17 M.T.	38X17 M.T.	34X21 M.T.	31X21 M.T.	33X17 M.T.	28X20 S.A.	21X40 M.T.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Il calcolo delle sollecitazioni e delle deformazioni delle travi di copertura è stato sviluppato considerando gli elementi portanti come travi in semplice appoggio e caricando gli stessi con i carichi uniformemente distribuiti derivanti dalle analisi di carico descritte nel paragrafo 6.1.4 e dai sovraccarichi variabili di normativa, descritti nei paragrafi 6.3.1, 6.3.2e 6.3.3. Le combinazioni di carico utilizzate sono quelle riportate nel paragrafo 2.8.4.

Si riporta di seguito la verifica dell'elemento maggiormente sollecitato.

Campo B

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE			
Luce di calcolo effettiva	3.71		U.D.M m
Base della trave (b)	11		cm
Altezza della trave (h)	20		cm
larghezza area di competenza (i)	120		cm
Angolo di falda	22		α°
Interasse effettivo	129		cm
Area sezione	220		cmq
Momento d'inerzia Jx	7333		cm4
Modulo di resistenza Wx	733		cm3
Modulo di resistenza Wy	403		cm3

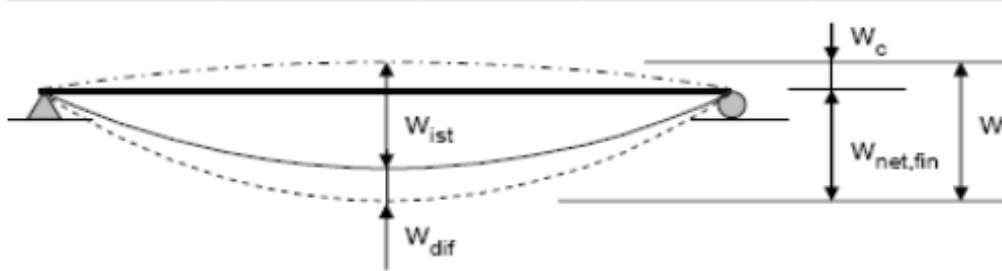
ANALISI DEI CARICHI			
Descrizione	Spessore (cm)	Peso spec.(Kg/m3)	U.D.M
PESO PROPRIO ELEMENTO G1		520	
	10		Kg/m2
CARICHI PERMANENTI G2	250		Kg/m2
TOTALE PERMANENTI (G)	260		Kg / m2
CARICHI ACCIDENTALI			
Accidentale(QK)	50		Kg/m1
Neve (Qn)	120		Kg/m2
Vento (Qv)	39		Kg/m2
TOTALE ACCIDENTALI	209		Kg / m2
CARICO CONCENTRATO (P1)	0		Kg
P FATTORIZZATO SLU	0		Kg

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

VERIFICA A FLESSIONE E SVERGOLAMENTO					
Combinazione 1			Combinazione 2		
Momento max =	1201	Kgm	Momento max =	1123	Kgm
Mdx =	1114	Kgm	Mdx =	1041	Kgm
Mdy =	450	Kgm	Mdy =	421	Kgm
$\sigma_{m,x,d} = Mdx/Wx =$	152	Kg/cm ²	$\sigma_{m,x,d} = Mdx/Wx =$	142	Kg/cm ²
$\sigma_{m,y,d} = Mdy/Wy =$	112	Kg/cm ²	$\sigma_{m,y,d} = Mdy/Wy =$	104	Kg/cm ²
k_m	0.7		k_m	0.7	
A) $\sigma_{m,x,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}$	230		A) $\sigma_{m,x,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}$	215	
B) $k_m \cdot \sigma_{m,x,d} + \sigma_{m,y,d}$	218		B) $k_m \cdot \sigma_{m,x,d} + \sigma_{m,y,d}$	204	
$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_m =$	90	Kg/cm ²	$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_m =$	80	Kg/cm ²
CONDIZIONE DI VERIFICA			CONDIZIONE DI VERIFICA		
§ 4.4.8.1.6			§ 4.4.8.1.6		
$\sigma_{m,cr} =$	949	N/mm ²	$\sigma_{m,cr} =$	949	N/mm ²
$\lambda_{rel,m} =$	0.40		$\lambda_{rel,m} =$	0.40	
$K_{crit} =$	1.00		$K_{crit} =$	1.00	
$K_{crit} \cdot f_{m,d} =$	90		$K_{crit} \cdot f_{m,d} =$	80	
$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	255.50%		$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	268.73%	
$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	242.06%		$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	254.60%	
NON VERIFICATA			NON VERIFICATA		

VERIFICA A TAGLIO					
Combinazione 1			Combinazione 2		
$(V_{x,d}^2 + V_{y,d}^2)^{1/2}$	1295	Kg	Vd =	1211	Kg
$\tau_d = 1.5 \cdot Vd / b \cdot h$	8.8	Kg/cm ²	$\tau_d = 1.5 \cdot Vd / b \cdot h$	8.3	Kg/cm ²
$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_m =$	18.0	Kg/cm ²	$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_m =$	16.0	Kg/cm ²
CONDIZIONE DI VERIFICA			CONDIZIONE DI VERIFICA		
$\tau_d / f_{v,d} < 1$			$\tau_d / f_{v,d} < 1$		
VERIFICATA			VERIFICATA		

VERIFICHE SLE					
VALORI DI CALCOLO DELLE DEFORMAZIONI					
Combinazione 1			Combinazione 2		
tipo di legno	Legno Massiccio		tipo di legno	Legno Massiccio	
classe di servizio	1	interno	classe di servizio	1	interno
classe di durata	D (BREVE)	neve	classe di durata	C (MEDIA)	neve
γ_m	1.00		γ_m	1.00	
Kdef	0.60		Kdef	0.60	

					
$W_{in,q}(sars) < L /$	300	0.83	1.24	VERIFICATA	
$W_{fin,q} = W_{in,q}(sars) + W_{in,q}(q,r) \cdot K_{def} < L /$	250	0.83	1.48	VERIFICATA	
$W_{net,fin} = W_{in,q} \cdot (1 + K_{def}) + W_{in,q}(sars) + W_{in,q}(q,r) \cdot K_{def} < L /$	200	3.25	1.86	NON VERIFICATA	

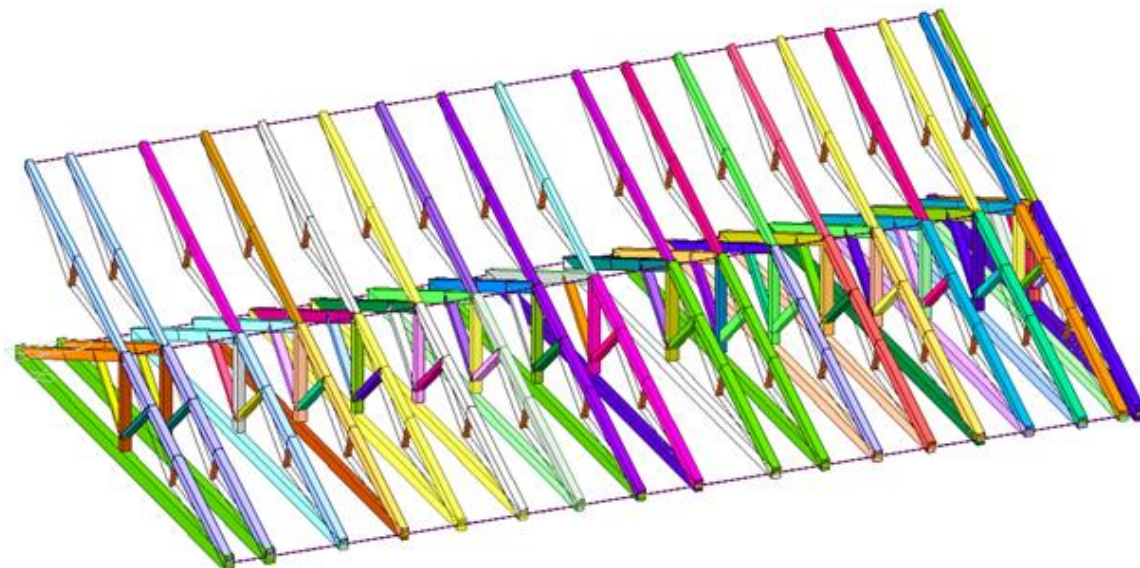
Per visionare per intero le verifiche svolte si rimanda alla lettura del paragrafo 11.2.1.2 della presente relazione.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

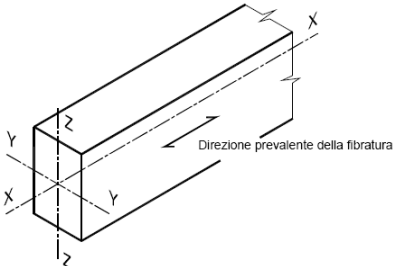
2.10.2.1.3 Verifiche dello stato di progetto

Zona A

Si riporta di seguito le verifiche post intervento dell' elemento più significativo.



Verifica Saetta SX

Verifica sezione in legno - versione 1.1 β 2								
Classe di durata del carico		Breve durata						
		meno di 1 settimana [neve a bassa quota]						
Classe di servizio		1	UR < 65%		k_{mod}	0.9		
Tipologia		Legno massiccio				γ_m	1.50	
Sezione Rettangolare	H [cm]	15.0	A [cm ²]	J _y [cm ⁴]	J _z [cm ⁴]	W _y [cm ³]	W _z [cm ³]	
	B [cm]	20.0	300	5625	10000	750	1000	
Valori caratteristici del materiale					C14			
Proprietà di Resistenza [N/mm ²]			Proprietà di modulo elastico [N/mm ²]					
Flessione*		$f_{m,k}$	14.00	parallelo medio		$E_{0,m}$	7000	
Trazione parallela*		$f_{t,0,k}$	8.00	parallelo caratteristico		$E_{0,05}$	4700	
Trazione perpendicolare		$f_{t,90,k}$	0.40	perpendicolare medio		$E_{90,m}$	230	
Compressione parallela		$f_{c,0,k}$	16.00	tangenziale medio		G_m	440	
Compressione perpendicolare		$f_{c,90,k}$	2.00	Massa volumica [kg/m ³]				
Taglio		$f_{v,k}$	3.00	caratteristica		ρ_k	290	
Considero k_h ?		NO	$k_{h,fless,y}$	1.00	$k_{h,fless,z}$	1.00	$k_{h,traz}$	1.00
Il coefficiente k_h incrementa i valori caratteristici di flessione e trazione parallela								
Stati limite ultimi								
Sollecitazioni [kN,kNm]								
N_d		9.50	kN					
$T_{z,d}$		0.00	kN					
$T_{y,d}$		0.00	kN					
$M_{y,d}$		0.00	kNm					
$M_{z,d}$		0.00	kNm					
$M_{t,d}$		0.00	kNm					

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Verifiche di resistenza					
Trazione parallela alla fibratura			Verifica non necessaria		
Trazione perpendicolare alla fibratura			Da sviluppare		
Compressione parallela alla fibratura			La sezione è verificata		
$\sigma_{c,0,d}$	0.32	N/mm ²	<	$f_{c,0,d}$	9.60 N/mm ²
Compressione perpendicolare alla fibratura			Da sviluppare		
Compressione inclinata rispetto alla fibratura			Da sviluppare		
Flessione			Verifica non necessaria		
Tensoflessione			Verifica non necessaria		
Pressoflessione			Verifica non necessaria		
Taglio			Verifica non necessaria		
Torsione			Verifica non necessaria		
Taglio e Torsione			Verifica non necessaria		

Verifiche di stabilità					
Elementi inflessi - asse y			Verifica non necessaria		
Elementi inflessi - asse z			Verifica non necessaria		
Elementi tensoinflessi - asse y			Verifica non necessaria		
Elementi tensoinflessi - asse z			Verifica non necessaria		
Elementi compressi			La sezione è verificata		
l_0	215.00	cm	lunghezza di libera inflessione		
i_y	4.33	cm	raggio di inerzia y		
i_z	5.77	cm	raggio di inerzia z		
$\lambda_{rel,c,y}$	0.92		snellezza relativa y		
$\lambda_{rel,c,z}$	0.69		snellezza relativa z		
k	0.99				
$k_{crit,c}$	0.75		coefficiente di sbandamento laterale		
$\sigma_{c,0,d} / (k_{crit,c} f_{c,0,d})$			0.04	<	1
Elementi pressoinflessi - asse y			Verifica non necessaria		
Elementi pressoinflessi - asse z			Verifica non necessaria		

Per visionare per intero le verifiche svolte si rimanda alla lettura del paragrafo 11.2.1.4 della presente relazione.

Zona B

A seguito dell'intervento previsto si riporta il risultato delle verifiche condotte sull'elemento strutturale più significativo.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL MATERIALE

SPECIE	CATEGORIA	GL28h	U.D.M
E_{0mean} //		126000	Kg/cm ²
E †		4200	Kg/cm ²
G_{mean}		7800	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a flessione // $f_{m,k}$		280	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione // $f_{t,0,g,k}$		195	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione † $f_{t,90,g,k}$		4.5	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione // $f_{c,0,g,k}$		265	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione † $f_{c,90,g,k}$		30	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a taglio e torsione $f_{v,g,k}$		32	Kg/cm ²
$E //_{0,05}$		102000	Kg/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

		U.D.M
Luce di calcolo effettiva	3.71	m
Base della trave (b)	16	cm
Altezza della trave (h)	20	cm
larghezza area di competenza (i)	120	cm
Angolo di falda	22	°
Interasse effettivo	129	cm
Area sezione	320	cm ²
Momento d'inerzia Jx	10667	cm ⁴
Modulo di resistenza Wx	1067	cm ³
Modulo di resistenza Wy	853	cm ³

ANALISI DEI CARICHI

Descrizione	Spessore (cm)	Peso spec.(Kg/m ³)	U.D.M
PESO PROPRIO ELEMENTO G1		410	
		11	Kg/m ²
CARICHI PERMANENTI G2		160	Kg/m ²
TOTALE PERMANENTI (G)		171	Kg/m²
CARICHI ACCIDENTALI			
Accidentale(QK)		50	Kg/m ²
Neve (Qn)		120	Kg/m ²
Vento (Qv)		39	Kg/m ²
TOTALE ACCIDENTALI		209	Kg/m²
CARICO CONCENTRATO (P1)		0	Kg
P FATTORIZZATO SLU		0	Kg

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

VERIFICHE SLU
SOLLECITAZIONI Combinazione 1: permanenti + neve+vento

$$F_d = g_g \times G_k + g_q \times (Q_{1k} + \gamma_0 \times Q_{ik})$$

$$q_{dc1} = 549 \text{ Kg/ml}$$

Taglio

TA	1018	Kg
TB	-1018	Kg

Momento flettente tot = $QL^2/8$

M_{AB}	-945	Kgm
----------	------	-----

Freccia max SLU

$f_{MAX SLU1}$	-0.69	cm
----------------	-------	----

SOLLECITAZIONI Combinazione 2: permanenti + neve

$$F_d = g_g \times G_k + g_q \times Q_{1k}$$

$$q_{dc2} = 504 \text{ Kg/ml}$$

Taglio

TA	934	Kg
TB	-934	Kg

Momento flettente tot = $QL^2/8$

M_{AB}	-866	Kgm
----------	------	-----

Freccia max SLU

$f_{MAX SLU2}$	-0.64	cm
----------------	-------	----

Combinazione 1
Combinazione 2

tipo di legno	LAMELLARE		tipo di legno	LAMELLARE	
classe di servizio	1	interno	classe di servizio	1	interno
classe di durata	D (BREVE)	neve+vento	classe di durata	C (MEDIA)	neve
γ_M	1.45		γ_M	1.45	
K_{mod1}	0.90		K_{mod2}	0.80	

VERIFICA A FLESSIONE E SVERGOLAMENTO
Combinazione 1
Combinazione 2

Momento max =	945	Kgm	Momento max =	866	Kgm
$M_{dx} =$	876	Kgm	$M_{dx} =$	803	Kgm
$M_{dy} =$	354	Kgm	$M_{dy} =$	325	Kgm
$\sigma_{m,x,d} = M_{dx}/W_x =$	82	Kg/cm ²	$\sigma_{m,x,d} = M_{dx}/W_x =$	75	Kg/cm ²
$\sigma_{m,y,d} = M_{dy}/W_y =$	41	Kg/cm ²	$\sigma_{m,y,d} = M_{dy}/W_y =$	38	Kg/cm ²
k_m	0.7		k_m	0.7	
A) $\sigma_{m,x,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}$	111		A) $\sigma_{m,x,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}$	102	
B) $k_m \cdot \sigma_{m,x,d} + \sigma_{m,y,d}$	99		B) $k_m \cdot \sigma_{m,x,d} + \sigma_{m,y,d}$	91	
$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_m =$	174	Kg/cm ²	$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_m =$	154	Kg/cm ²

CONDIZIONE DI VERIFICA
CONDIZIONE DI VERIFICA
§ 4.4.8.1.6
§ 4.4.8.1.6

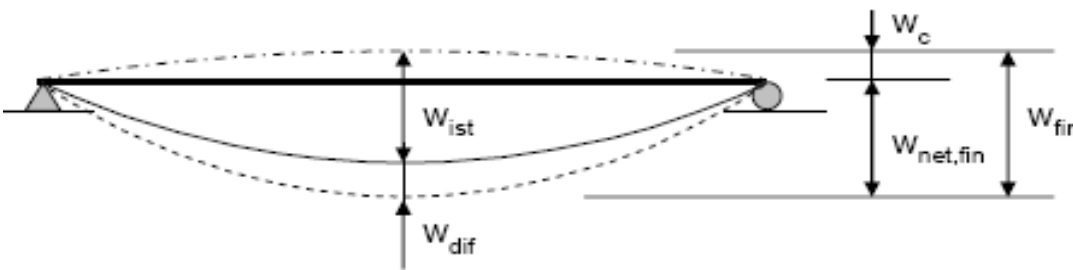
$\sigma_{m,cr} =$	2751	N/mm ²	$\sigma_{m,cr} =$	2751	N/mm ²
$\lambda_{rel,m} =$	0.32		$\lambda_{rel,m} =$	0.32	
$K_{crit} =$	1.00		$K_{crit} =$	1.00	
$K_{crit} \cdot f_{m,d} =$	174		$K_{crit} \cdot f_{m,d} =$	154	
$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	63.95%		$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	65.99%	
$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	56.93%		$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	58.75%	

VERIFICATA
VERIFICATA

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

VERIFICA A TAGLIO					
Combinazione 1			Combinazione 2		
$(V_{x,d}^2 + V_{y,d}^2)^{1/2}$	1018	Kg	$V_d =$	934	Kg
$\tau_d = 1.5 \cdot V_d / b \cdot h$	4.8	Kg/cm ²	$\tau_d = 1.5 \cdot V_d / b \cdot h$	4.4	Kg/cm ²
$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_m =$	19.9	Kg/cm ²	$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_m =$	17.7	Kg/cm ²
CONDIZIONE DI VERIFICA			CONDIZIONE DI VERIFICA		
$\tau_d / f_{v,d} < 1$			$\tau_d / f_{v,d} < 1$		
VERIFICATA			VERIFICATA		

VERIFICHE SLE					
VALORI DI CALCOLO DELLE DEFORMAZIONI					
Combinazione 1			Combinazione 2		
tipo di legno	Lamellare		tipo di legno	Lamellare	
classe di servizio	1	interno	classe di servizio	1	interno
classe di durata	D (BREVE)	neve	classe di durata	C (MEDIA)	neve
γ_M	1.00		γ_M	1.00	
K_{def}	0.60		K_{def}	0.60	

					
$W_{in,Q(Rara)} < L /$	300	0.36	1.24	VERIFICATA	
$W_{fin,Q} = W_{in,Q(Rara)} + W_{in,Q(QP)} \cdot K_{def} < L /$	250	0.36	1.48	VERIFICATA	
$W_{net,fin} = W_{in,G} \cdot (1 + K_{def}) + W_{in,Q(Rara)} + W_{in,Q(QP)} \cdot K_{def} < L /$	200	1.05	1.86	VERIFICATA	

Per visionare per intero le verifiche svolte si rimanda alla lettura del paragrafo 11.2.1.4 della presente relazione.

2.10.2.2 Verifiche sismiche per la realizzazione del diaframma di piano in copertura

Come già spiegato, la configurazione della copertura di Palazzo Merlato non garantisce la formazione di un piano rigido. I diaframmi di piano assolvono il compito di raccogliere le azioni sismiche orizzontali di tutte le masse che competono al piano e trasferirle ai setti sismo-resistenti orientati nella direzione del sisma. Le azioni orizzontali e le reazioni degli elementi sismo-resistenti costituiscono un sistema di forze autoequilibrato che genera sollecitazioni flettenti e taglianti, agenti nel piano del diaframma. L'azione flettente richiede due **correnti perimetrali** per sopportare le forze di trazione e compressione della coppia. L'azione di taglio richiede una lastra (**anima**) alla quale sono affidati gli sforzi tangenziali. Oltre ai due correnti della flessione ed all'anima sono necessari i cordoli perimetrali con funzione di **ripartitori** che hanno il compito di raccogliere il taglio uniformemente distribuito nell'anima e trasferirlo ai setti verticali resistenti al taglio.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Il funzionamento del diaframma di piano dipende fortemente anche dai collegamenti tra le diverse parti che lo costituiscono, in particolare quelli tra correnti ed anima, quelli tra ripartitore e anima, tra ripartitore e setto verticale e quelli interni all'anima.

Alla luce di tali considerazioni si prevede la realizzazione del diaframma di falda attraverso la predisposizione di un pannello XLAM posizionato al di sopra delle capriate esistenti nella zona A e al di sopra delle travi ex novo nella zona B.

Il pannello in legno, che rappresenta l'**anima** del diaframma, deve essere connesso agli elementi su cui è poggiato mediante viti, mentre la connessione tra i diversi pannelli di xlam deve essere realizzata mediante l'inserimento di piattini in acciaio collegati con chiodi.

2.10.2.2.1 Verifiche del diaframma

Il diaframma di falda è chiamato ad assorbire gli effetti dell'azione sismica. Quest'ultima è definita secondo le indicazioni del punto §7.2.3 delle NTC 2008:

$$F_a = (W_a S_a) / q_a$$

dove:

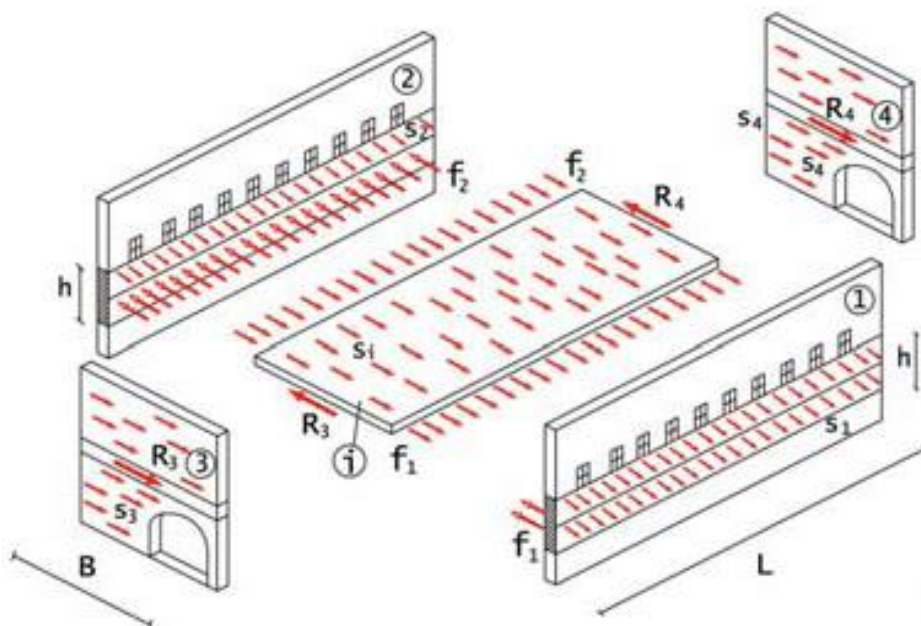
- W_a è il peso dell'elemento;
- q_a è il fattore di struttura dell'elemento;
- S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame valutata come di seguito riportato:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z / H)}{1 + (1 - T_a / T_1)^2} \right] - 0.5$$

- α è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (v. § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g ;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;
- T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;
- T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;
- Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (v. § 3.2.2);
- H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

In presenza di un diaframma di piano si può pensare ad una ripartizione delle azioni tra i maschi murari f_1 e f_2 e l'impalcato f_i secondo quanto indicato nell' articolo "L'organizzazione degli impalcati per gli edifici storici".

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale



Si dimensiona quindi il diaframma sulla base di tali sollecitazioni. Per maggiori indicazioni sulle verifiche condotte si rimanda alla lettura del paragrafo 11.2.2.2 della presente relazione.

2.10.3 Analisi dei meccanismi di collasso locali fuori piano

2.10.3.1 Metodo di analisi e criteri di verifica

Nel complesso oggetto di studio, come in molti antichi edifici in muratura sono assenti sistematici elementi di collegamento tra le pareti a livello degli orizzontamenti; ciò comporta una possibile vulnerabilità nei riguardi di meccanismi locali. I crolli che possono verificarsi non sono da attribuire solo ad un'eventuale bassa qualità del materiale ma anche ad un'insufficiente o assente connessione tra i pannelli murari (ribaltamento di intere pareti mal collegate, ribaltamento di pareti sommitali in presenza di edifici di diversa altezza, crolli parziali negli edifici d'angolo degli aggregati edilizi), o ad un quadro fessurativo esteso che può portare al distacco di porzioni di pannelli murari. Per questo motivo è necessario valutare la sicurezza dell'edificio nei confronti di tali meccanismi.

Un possibile modello di riferimento per questo tipo di valutazioni è quello dell'**analisi limite dell'equilibrio** delle strutture murarie, considerate come corpi rigidi non resistenti a trazione; la debole resistenza a trazione della muratura porta infatti, in questi casi, ad un collasso per perdita di equilibrio, la cui valutazione non dipende in modo significativo dalla deformabilità della struttura, ma dalla sua geometria e dai vincoli.

Le verifiche fuori piano, di seguito proposte, sono quindi svolte attraverso l'analisi limite dell'equilibrio, secondo un approccio cinematico che si basa sulla valutazione dell'azione orizzontale che attiva il cinematismo associato al meccanismo di collasso considerato. La valutazione delle condizioni di equilibrio limite sotto l'azione del sisma è condotta trascurando la resistenza a trazione della muratura. Nel caso di pareti murarie, i meccanismi locali

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

vengono verificati prevalentemente per azioni perpendicolari al loro piano, mentre nel caso di sistemi ad arco anche per azioni nel piano.

L'analisi è mirata alla determinazione del coefficiente sismico α_0 , moltiplicatore dei carichi orizzontali agenti sugli elementi strutturali, che attiva il cinemismo oggetto di studio, secondo le indicazioni fornite dal capitolo C8A.4 della Circolare 617/2009. I valori dei moltiplicatori di collasso ottenuti per i diversi meccanismi compatibili con le caratteristiche costruttive dell'edificio consentono di individuare quello che determina la crisi della struttura (rappresentato dal minore valore di α_0), e l'entità dell'azione sismica che lo attiva.

Per ottenere il moltiplicatore orizzontale α_0 dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno è necessario applicare ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica le seguenti forze: i pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro; i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura, altri elementi murari non considerati nel modello strutturale); un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio; eventuali forze esterne (ad esempio quelle trasmesse da catene metalliche); eventuali forze interne (ad esempio le azioni legate all'ingranamento tra i conci murari). Assegnata una rotazione virtuale θ_k al generico blocco k , è possibile determinare in funzione di questa e della geometria della struttura, gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione. Il moltiplicatore α_0 si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_j \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi}$$

dove:

n è il numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;

m è il numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;

o è il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;

P_i è la generica forza peso applicata (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, o un altro peso portato);

P_j è la generica forza peso, non direttamente applicata sui blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;

$\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

$\delta_{x,j}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione del j-esimo peso P_j , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;

$\delta_{y,i}$ è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell'i-esimo peso P_i , assunto positivo se verso l'alto;

F_h è la generica forza esterna (in valore assoluto), applicata ad un blocco;

δ_h è lo spostamento virtuale del punto dove è applicata la h-esima forza esterna, nella direzione della stessa, di segno positivo se con verso discorde;

L_{fi} è il lavoro di eventuali forze interne.

La verifica di sicurezza nei confronti dello SL ultimo (SLU) è soddisfatta qualora l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (a_0^*) soddisfi la seguente condizione:

$$a_0^* \geq \frac{a_0(P_{VR})S}{q}$$

dove q è il fattore di struttura che può essere assunto pari a 2, secondo le indicazioni contenute nel §C8A.4.2.3 della Circolare 617/2009, a_0 è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto (in questo caso SLV) e della vita di riferimento come definiti al §3.2 delle NTC 2008.

Se il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota dal piano di fondazione, si deve tener conto dell'amplificazione subita dall'accelerazione, funzione della quota del baricentro dell'elemento considerato rispetto al piano di fondazione, Z . In tal caso la verifica va condotta con la seguente formulazione:

$$a_0^* \geq \frac{S_E(T_1)\psi(Z)\gamma}{q}$$

dove:

$S_E(T_1)$ è lo spettro elastico definito al §3.2.3.2.1 delle NTC 2008, riferito alla probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento V_R ;

T_1 è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;

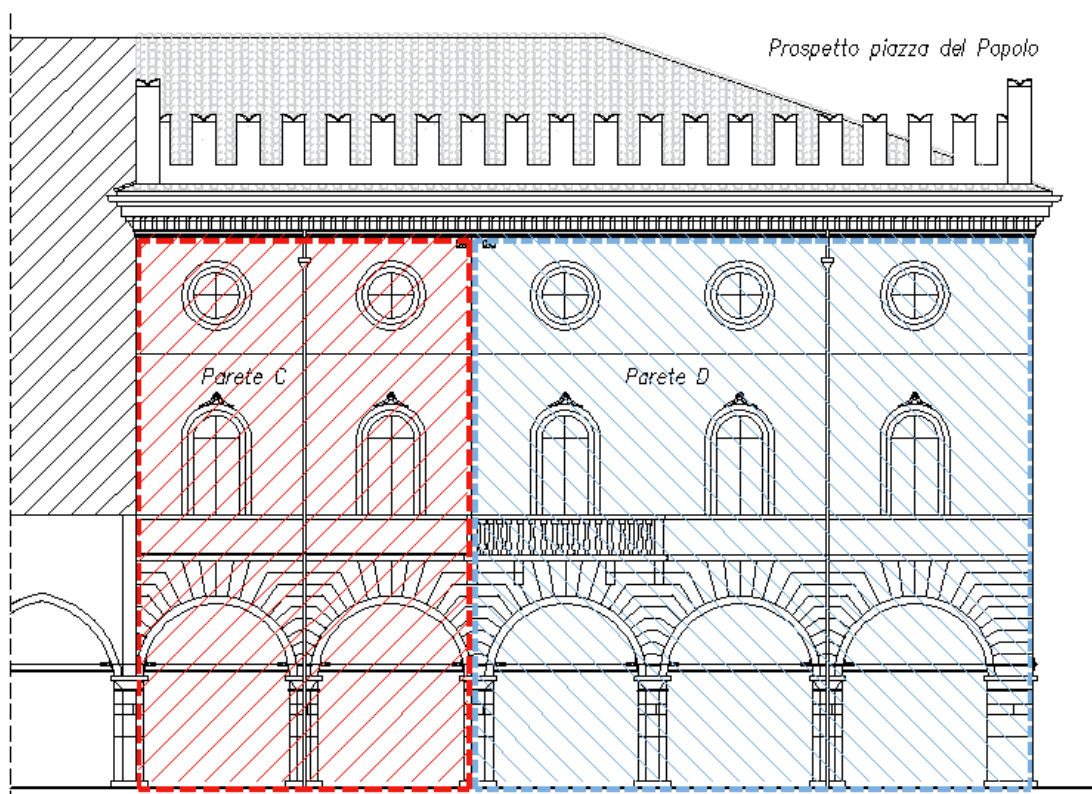
$\psi(Z)$ è il primo modo di vibrare nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio, in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto pari a $\psi(Z)=Z/H$, dove H è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione;

γ è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate, assunto pari a $\gamma=3N/(2N+1)$, con N numero di piani dell'edificio.)

2.10.3.2 Verifiche stato di fatto

Si riporta di seguito il risultato della verifica del cinematisma più critico.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale



Parete D

Di seguito si riporta solo il risultato delle verifiche in termini di α_0 . Per i dettagli sul calcolo condotto si rimanda all'Allegato della relazione di calcolo.

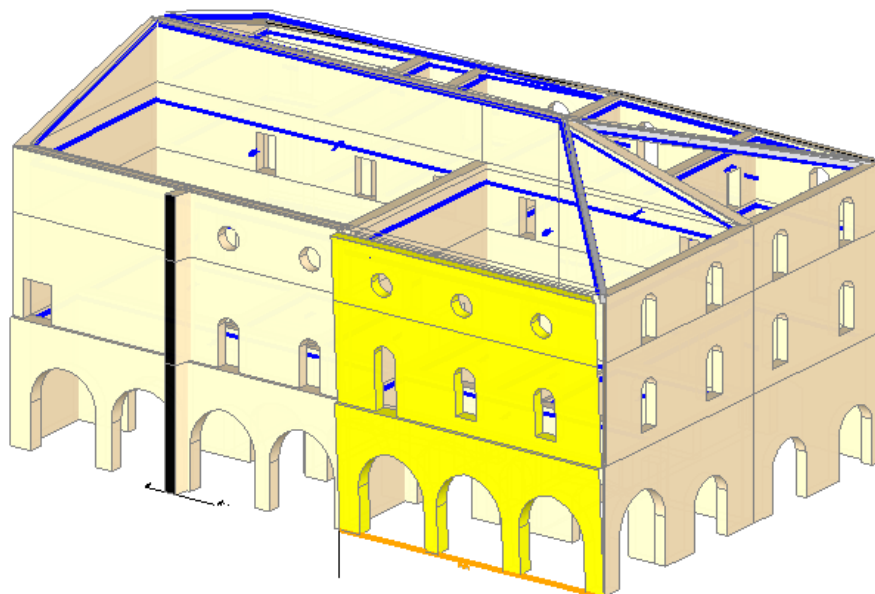
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.000$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.000 / 0.211 = 0.000$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 0 / 949 = 0.000$



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

$$a_g(SLV) = 0.0g > a_g(P_{VR}) = 0.211g \Rightarrow \text{Verifica non soddisfatta}$$

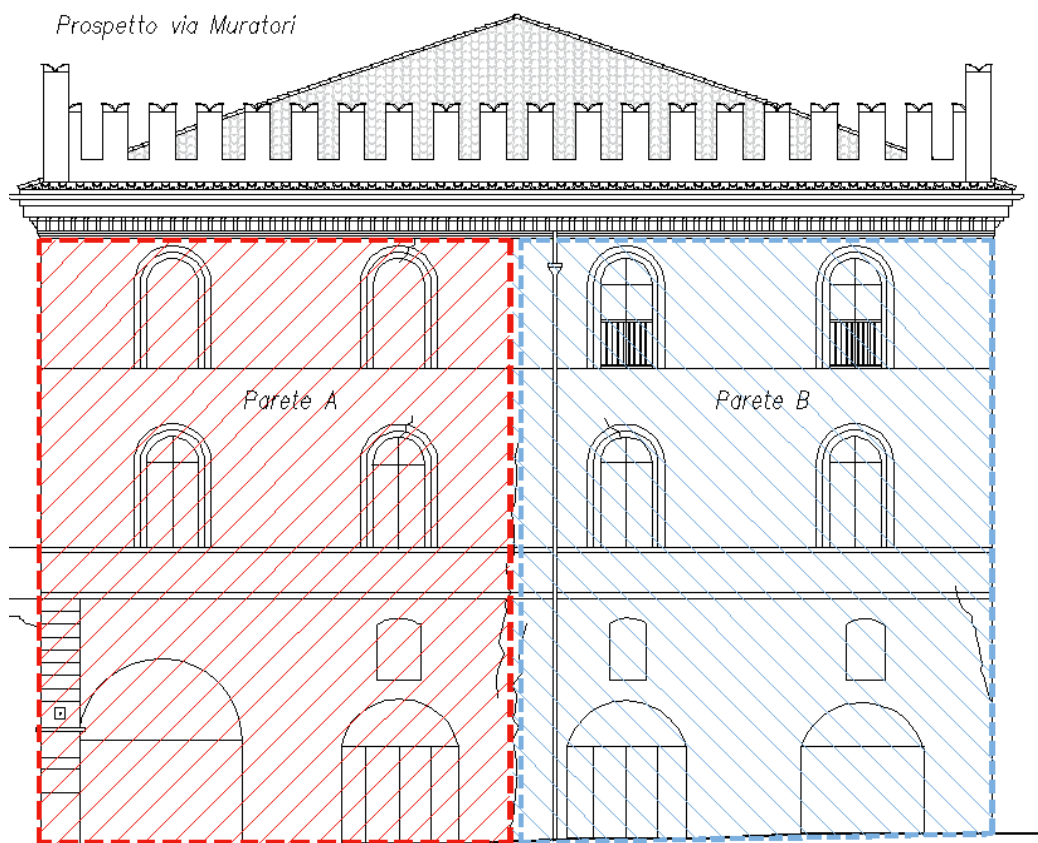
Per maggiori indicazioni su tutte le verifiche condotte si rimanda alla lettura del paragrafo 11.3.2 della presente relazione.

2.10.3.3 Verifiche stato di progetto

A seguito degli interventi proposti, il cinematismo più critico risulta quello di flessione verticale. Il meccanismo si manifesta con la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete compresa tra due solai efficacemente connessi alla muratura in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano.

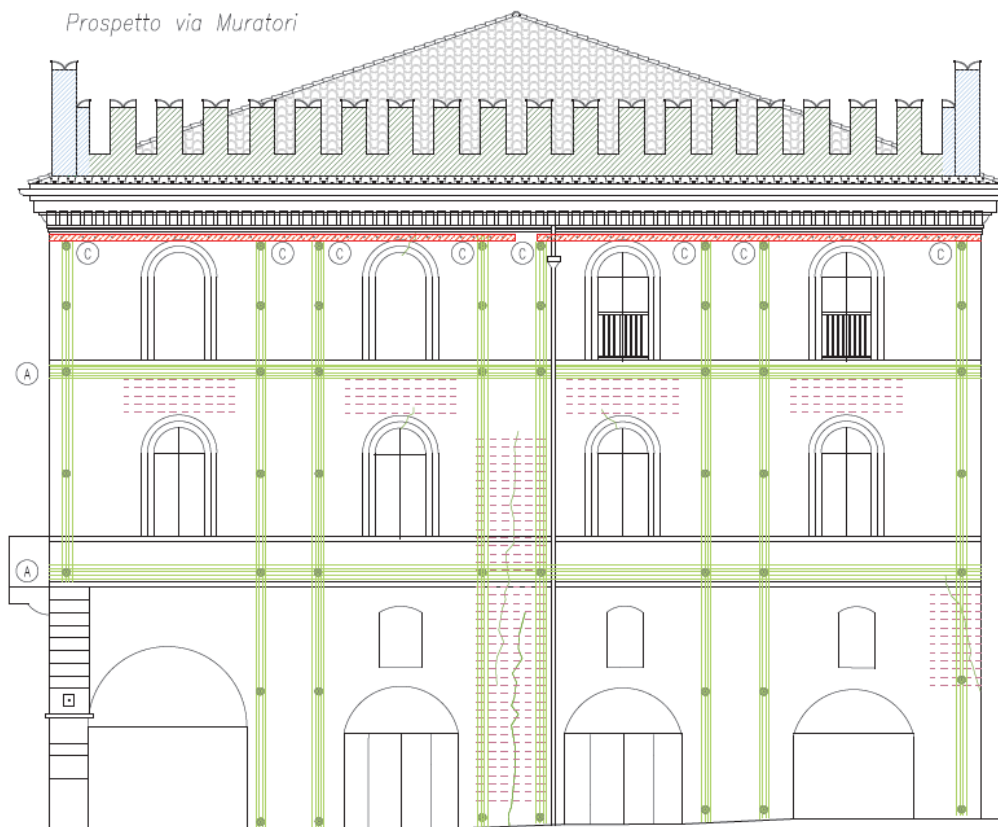
Si riporta di seguito la verifica post intervento relativa al cinematismo con il minor moltiplicatore di collasso.

Prospetto via Muratori (Parete B)



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Prospetto via Muratori



Per la parete B, l'intervento in copertura costituisce un vincolo in sommità per il maschio murario. Si comprende che il cinematismo più critico è quello di flessione verticale. Per inibire tale meccanismo locale si predispongono dei rinforzi costituiti da fasce di tessuto in fibra di acciaio disposte verticalmente e orizzontalmente.

Il tiro offerto dalle fasce, considerato nelle verifiche cinematiche, è valutato come il 80% della resistenza ultima sviluppata, definita in accordo con la CNR_DT 200 R1/2012.

$$T = 0.8R_{Rd} = f_{fd} \cdot b_f \cdot n_f \cdot t_f$$

Dove:

- f_{fd} è definita come al punto §5.9 della CNR_DT 200 R1/2012;
- b_f è la larghezza della fascia;
- n_f è il numero degli strati del rinforzo;
- t_f è lo spessore del singolo strato del rinforzo.

Si riporta di seguito il risultato delle verifiche svolte.

Il calcolo si riferisce ad un maschio di lunghezza unitaria.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

DATI INIZIALI	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLE PARETI								
	Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S _i [m]	Altezza della parete al piano i-esimo (interpiano i-esimo) h _{Pi} [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto al polo del corpo d _{Vi} [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto al polo del corpo h _{Vi} [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo rispetto al polo del corpo a _i [m]		
	1	0.70	6.40	0.00	0.00	0.00	0.35		
	2	0.70	5.20		0.00	0.00	0.35		
	3	0.50	3.70		0.00	0.00	0.25		
	AZIONI SUI MACROELEMENTI						Peso specifico della muratura γ _i [kN/m ³]	Fascia verticale F [kN]	
	Elevazione	Peso proprio della parete W _{Pi} [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P _{Si} [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F _{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F _{Hi} [kN]			
	1	80.6	17.5						18.0
	2	65.5	27.1						18.0
	3	33.3	5.5						18.0
	Elevazione	Fascia orizzontale T _i [kN]	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI (*)					Fattore di Confidenza FC	
			Macroelemento	Altezza del macroelemento h _i [m]	Peso proprio del macroelemento W _i [kN]	Distanza orizzontale del baricentro del macroelemento rispetto al polo dello stesso x _{gi} [m]	Distanza verticale del baricentro del macroelemento rispetto al polo dello stesso y _{gi} [m]		
			1 - 2	2.8	1				
			2 - 3	2.8	2				
Flessione verticale di fascia muraria continua	Valore minimo assunto da α ₀	Valore di h ₁ per α ₀ minimo [m]	Valore assunto da α ₀ per cerniera corrispondente alla quota del solaio oppure della volta a secondo piano	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h ₁ [m]	Valore minimo assunto da α ₀	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a ₀ * [m/sec ²]	
	0.189	11.60	0.189	11.60	0.189	21.099	0.924	1.677	

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q			2.00
	Coefficiente di amplificazione topografica S _T			1.00
	Categoria suolo di fondazione			D
	PGA di riferimento a _g (P _{VR}) [g]			0.211
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F _O			2.504
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T _C * [sec]			0.285
	Fattore di smorzamento η			1.000
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]			0.000
	Altezza della struttura H [m]			19.00
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S _s			1.607
	Coefficiente C _c			2.341
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S			1.607
	Numero di piani dell'edificio N			3
	Coefficiente di partecipazione modale γ			1.286
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T ₁ [sec]			0.455
	Flessione verticale di fascia muraria continua	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	ψ(Z) = Z/H	a _g (SLV) (C8A.4.9)
0.000		0.000	0.213	-
Flessione verticale di macroelementi geometria nota	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	ψ(Z) = Z/H	a _g (SLV) (C8A.4.9)	S _e (T ₁) (C8A.4.10)
		0.000	-	-

$$a_g(SLV) = 0.213g > a_g(P_{VR}) = 0.211g \Rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

Per maggiori indicazioni su tutte le verifiche condotte si rimanda alla lettura del paragrafo 11.3.4 della presente relazione.

2.10.4 Valutazione della sicurezza sismica degli elementi non strutturali

Gli elementi costruttivi non strutturali devono essere progettati considerando gli effetti dell'azione sismica. In particolare le NTC 2008 al punto §7.2.3 definiscono tali effetti come una forza orizzontale F_a pari a :

$$F_a = (W_a S_a) / q_a$$

- W_a è il peso dell'elemento;
- q_a è il fattore di struttura dell'elemento;
- S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame valutata come di seguito riportato:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} \right] - 0.5$$

- α è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (v. § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g ;

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

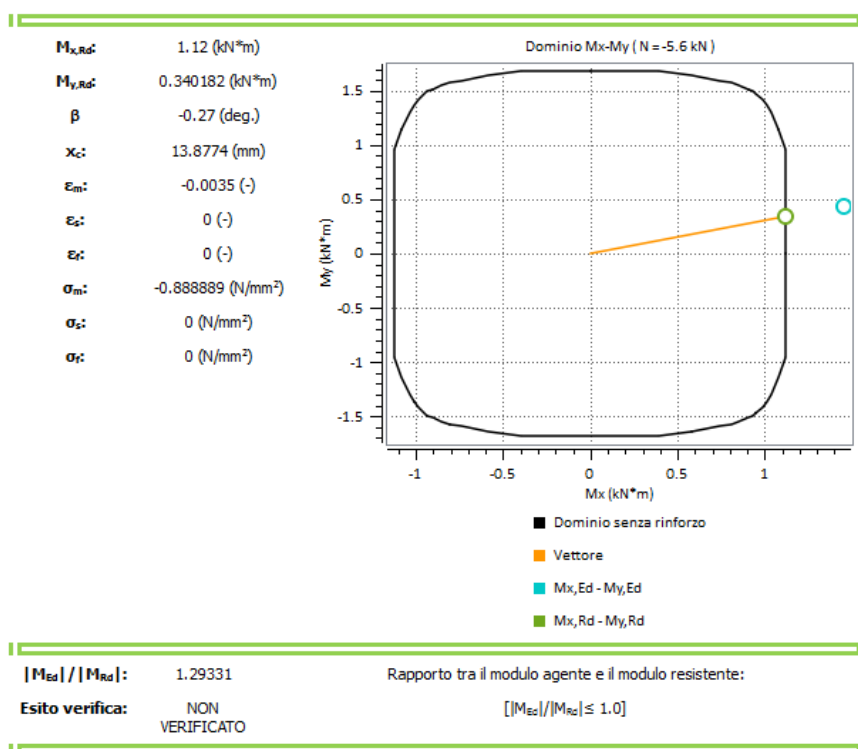
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;
- T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;
- T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;
- Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione(v. § 3.2.2);
- H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

2.10.4.1 Verifica stato di fatto

Per il complesso oggetto di studio, nello specifico per Palazzo Merlato, i merli costituiscono elementi non strutturali caratterizzati da un'elevata vulnerabilità sismica. La posizione a quota elevata e la snellezza degli stessi ne pregiudicano la stabilità in caso di evento sismico. Un eventuale crollo di tali elementi non determina un'alterazione del comportamento dell'edificio, ma rappresenta una grave minaccia per l'incolumità delle persone. Alla luce di ciò si riportano i risultati della verifica condotta.

Verifica a pressoflessione deviata per i merli più bassi

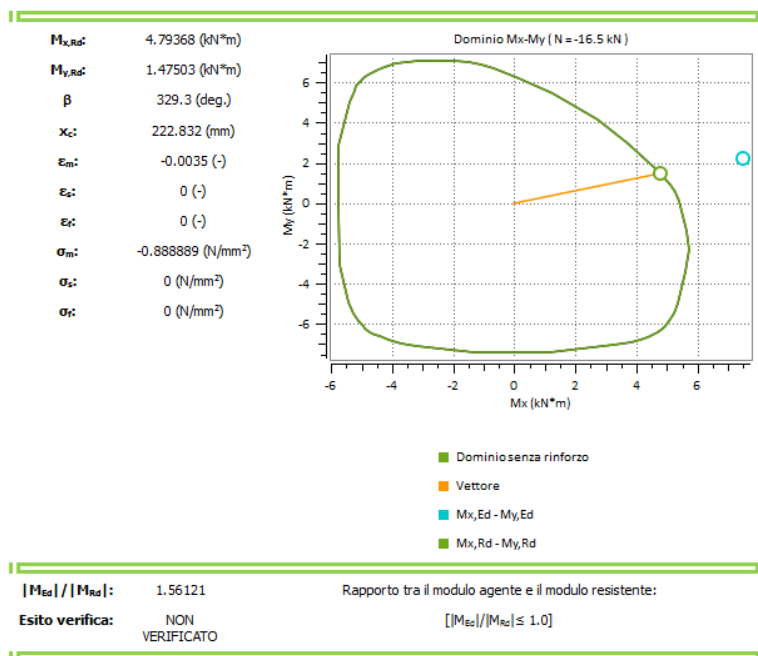
Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Verifica a pressoflessione deviata per i merli più alti

Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

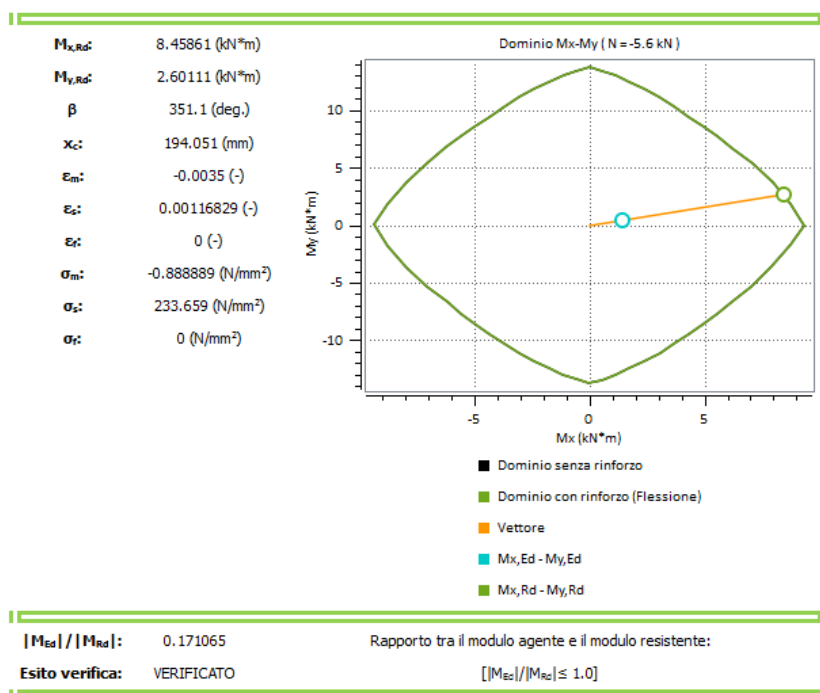


Per maggiori indicazioni su tutte le verifiche condotte si rimanda alla lettura del paragrafo 11.3.2 della presente relazione.

2.10.4.2 Verifica stato di progetto

Verifica a pressoflessione deviata per i merli più bassi

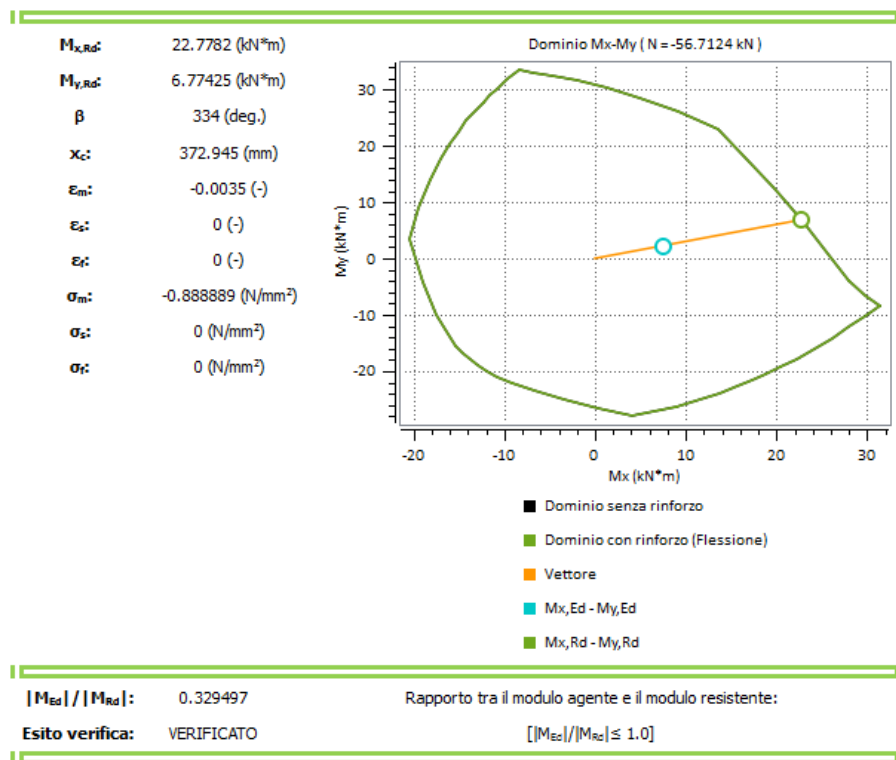
Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Verifica a pressoflessione deviata per i merli più alti

Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

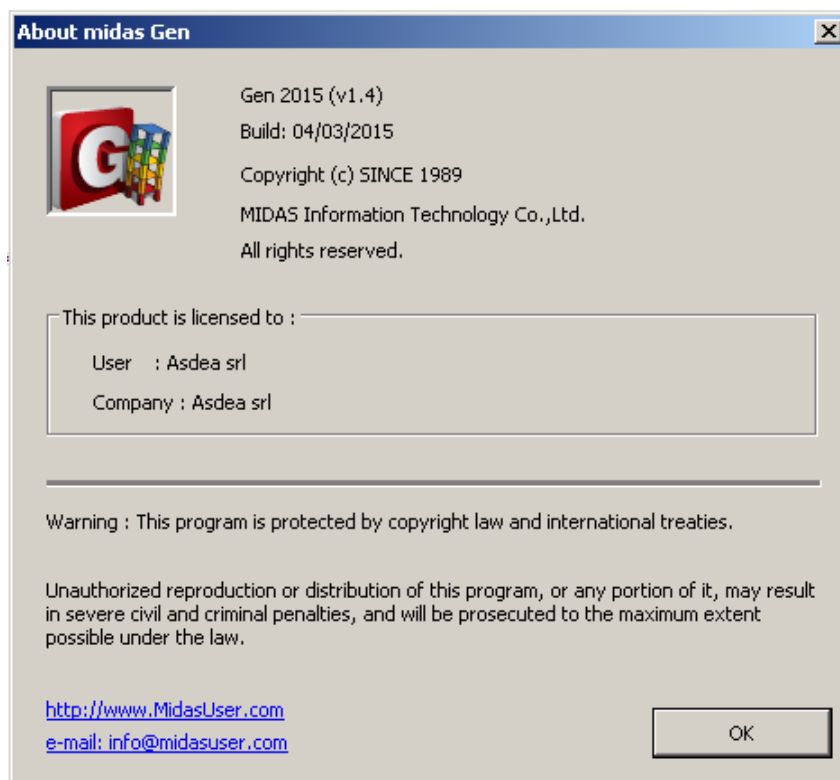


Per maggiori indicazioni su tutte le verifiche condotte si rimanda alla lettura del paragrafo 11.5.3 della presente relazione.

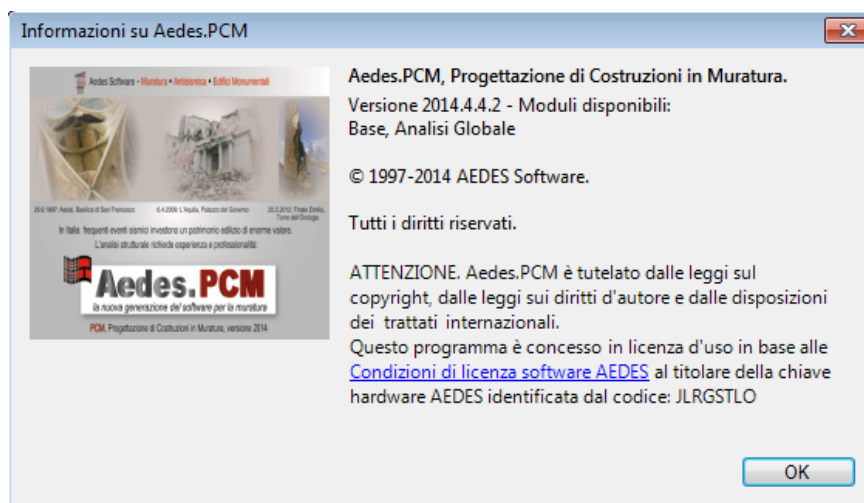
Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

2.11 CARATTERISTICHE E AFFIDABILITA' DEL CODICE DI CALCOLO

La modellazione strutturale per la determinazione delle sollecitazioni ed eventualmente anche per le verifiche è stata effettuata con il software **Midas/Gen 2015 (v1.4)** (licenza n° U001-07365).



L'analisi dei cinematismi è svolta con il software **Aedes.PCM 2014 (v2014.4.4.2)**. (licenza n° 19199).



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Le verifiche del pannello XLAM sono condotte con il software gratuito CLTDesigner



Per le verifiche degli elementi strutturali sono stati utilizzati anche codici in formato excel sviluppati direttamente dagli scriventi di comprovata validità ed affidabilità.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

3.1 NORMATIVE NAZIONALI VIGENTI

Si riportano i riferimenti normativi nazionali ed internazionali seguiti nell'ambito della presente valutazione della sicurezza:

- 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.
- 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).
- Direttiva P.C.M. del 09.02.2011: "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n. 47 del 26 febbraio 2011.

3.2 NORMATIVE INTERNAZIONALI VIGENTI

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

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

- 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

3.3 NORMATIVE NAZIONALI PREVIGENTI

Le norme elencate nel seguito sono da considerarsi superate dal D.M.14.1.2008; esse possono costituire tuttavia utili fonti di riferimento per la comprensione dello sviluppo dei metodi di calcolo adottati dalle NTC 2008.

Normative sismiche

- Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003: “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, e successive modifiche e integrazioni:
- Ordinanza P.C.M. n. 3316 del 2.10.2003 e Ordinanza P.C.M. n. 3431 del 3.5.2005
- D.P.C.M. del 21.10.2003: “Disposizioni attuative dell’art.2, commi 2, 3 e 4, dell’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003”.

Normative strutturali

- Legge n.64 del 2.2.1974: “Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.”
- D.M. 20.11.1987: “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.”
- Circolare Min.LL.PP. n.30787 del 4.1.1989: “Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.”
- D.M. 16.1.1996: “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.”
- D.M. 16.1.1996: “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.”
- 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.”
- Servizio Sismico Nazionale (S.S.N.) - Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica (A.N.I.D.I.S.): “Commentario al D.M. 16.1.1996 ed alla Circ. n.65 del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.”, coord. F.Braga, 1998

3.4 NORME E LINEE GUIDA INERENTI IL CONSOLIDAMENTO

- 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”
- CNR DT 206/2006 “Istruzioni per il Progetto, l'Esecuzione de il Controllo delle Strutture di Legno”.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

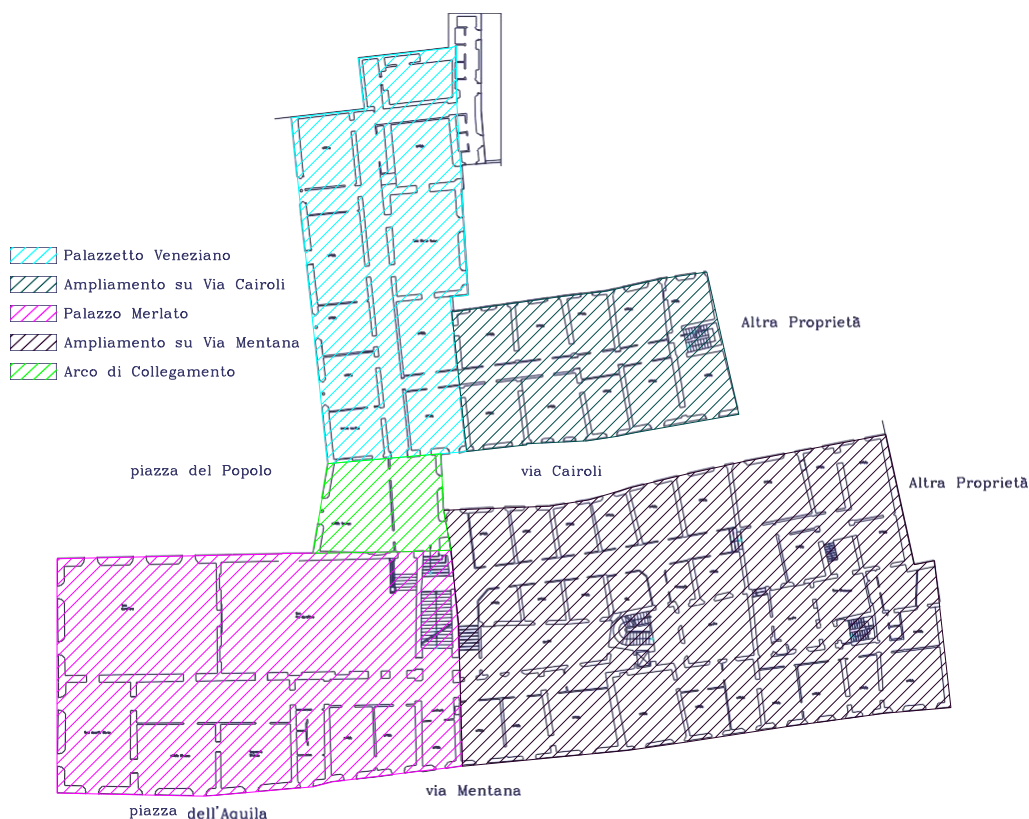
3.5 ULTERIORE DOCUMENTAZIONE CONSULTATA

- E. Giuriani - "L'organizzazione degli impalcati per gli edifici storici"; L'Edilizia n°134; pagg. 30-43; 2004.
- Tecno Futur Service S.r.l. – Progetto di ristrutturazione della Residenza Municipale – Indagini diagnostiche sulle strutture.
- Dott. Ing. Ivano Balatroni – Consulenza statica al progetto di ristrutturazione della Residenza Municipale di Ravenna; Parte Prima: I solai del primo piano del Palazzo Comunale.
- Dott. Ing. Ivano Balatroni – Consulenza statica al progetto di ristrutturazione della Residenza Municipale di Ravenna; Parte Prima: I solai del primo piano del Palazzo Comunale - Fase B: Terapia.
- Dott. Ing. Ivano Balatroni – Rifacimento dei solai di calpestio delle sale Consigliare e Pre-Consigliare al primo piano del Palazzo Comunale di Ravenna – Pianta e Sezioni.
- Dott. Ing. Ivano Balatroni – Consulenza statica al progetto di ristrutturazione della Residenza Municipale di Ravenna; Parte Seconda: II Edizione: Verifiche (disgnosi) e progetto dei rimedi (terapia) per le strutture dei solai.
- Dott. Ing. Riccardo Ulisse Padovani - Lavori di ristrutturazione di due vani ad uso commerciale siti in Ravenna, via Cairoli angolo Piazza del Popolo – Relazione sui carichi agenti sulle murature.
- Dott. Ing. Ivano Balatroni – Lavori di ristrutturazione di due vani ad uso commerciale siti al piano terra del Palazzetto veneziano in angolo tra Via Cairoli e la Piazza del Popolo – Verifica dello stato tensionale dei telai che riquadrano le due aperture oggetto di allargamento;
- Labortec CSM S.r.l. – Rapporto di Prova n° R/093/0132.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

4. DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA

Il complesso edilizio in esame può essere suddiviso in due edifici principali denominati rispettivamente “Palazzetto Veneziano” e “Palazzo Merlato” ed in due corpi di fabbrica di ampliamento ognuno dei quali pertinente ad uno degli edifici principali come mostrato schematicamente nella figura seguente.



Le principali fasi relative alla costruzione dei corpi di fabbrica indicati sono riassunte nella tabella seguente.

PALAZZETTO VENEZIANO	
1331 e succ.	A partire dall'anno 1331 all'anno 1529 fonti storiche citano diverse stanze pertinenti al Palazzetto Veneziano
1444	Terminano i lavori di restauro e di ampliamento del Palazzetto Veneziano.
1461-83	Vengono poste in opera le colonne di granito del portico con il monogramma di Teodorico .
1512	Durante a "Battaglia di Ravenna" il Palazzetto veneziano viene gravemente danneggiato.
1513	Iniziano i restauri del Palazzetto Veneziano
1557	Il Palazzetto Veneziano viene ridotto di una arcata con la costruzione dell'adiacente Palazzo Apostolico.
1907	Demolizione delle vecchie Carceri nell'area retrostante il Palazzetto Veneziano.
1942	Costruzione di un rifugio antiaereo in c.a. nella zona ove erano ubicate le vecchie Carceri.
PALAZZO MERLATO	
1408	Riedificazione del Palazzo Merlato nella posizione attuale.
1441	La scala di accesso alla Residenza Municipale viene citata come già esistente
1461-63	Intervento di restauro del Palazzo Merlato con decorazione del portico e realizzazione del balconcino in marmo su Piazza del Popolo.
1465	Intervento di consolidamento di una parete del Palazzo Merlato.
1478	Una parte del Palazzo Merlato viene distrutto da un incendio.
1483	Restauro generale del Palazzo Merlato e riorganizzazione urbanistica di Piazza del Popolo.
1543	Viene modificata la facciata del Palazzo Merlato per creare una piccola residenza per i "Savi"
1546	Lavori di rifacimento e consolidamento della copertura del Palazzo Merlato

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

1555	Nel Palazzo Merlato, appena consolidato, prende sede definitiva il "Magistero dei Savi".
1557	Viene innalzata la facciata del Palazzo Merlato.
1601	Si rende necessaria la progettazione di una nuova Sala del Consiglio, più ampia di quella costruita nel 1589.
1681	A causa dello stato di estremo degrado dell'edificio si decide la ricostruzione "da fondamenti" del Palazzo Merlato.
1761	Lavori di rifacimento della Sala del Consiglio: l'edificio viene sopraelevato, vengono ristrutturati gli uffici ed ampliata la
1775	Rifacimento del cornicione della facciata su Piazza del Popolo.
1781	L'Archivio Storico Comunale è trasferito al secondo piano, appena costruito, del Palazzo Merlato.
1831	Il tetto del Palazzo Merlato viene ridotto a "due acque" rendendolo uniforme.
1857	Riordino delle finestre ed aggiunta della merlatura ghibellina che nasconde il tetto.
1921	Restauro del Palazzo Merlato: riapertura delle finestre e delle bifore, realizzazione del soffitto ligneo del portico ed
1972	Gli uffici del Sindaco, della sua segreteria e della Sala della Giunta sono riportate all'originaria destinazione d'uso

AMPLIAMENTO SU VIA MENTANA

1558 - 1578 Al Palazzo Merlato vengono aggiunte alcune camere a Sud tra Via Cairoli e Via Mentana.

ARCO DI COLLEGAMENTO TRA PALAZZETTO VENEZIANO E PALAZZO MERLATO

1534	In tale anno si menziona l'esistenza del cavalcavia che congiunge il Palazzo Merlato con il Palazzetto Veneziano.
1680	Sopra l'arco "scemo" di collegamento tra Palazzo Merlato e Palazzetto Veneziano viene realizzata la Cappella del
1867	Demolizione della Cappella del Magistrato.

Segue la descrizione dei caratteri strutturali individuati sia attraverso la documentazione disponibile, sia attraverso verifiche visive in situ e per tramite delle indagini sperimentali condotte nel 2010.

4.1 SISTEMA COSTRUTTIVO

Benché i vari edifici siano stati edificati o riedificati in epoche diverse (a datare dal 1331 per il Palazzetto Veneziano, a far tempo dal 1681 per il Palazzo Merlato, a partire dal 1534 per l'arco di collegamento tra i due edifici ed infine ad iniziare dal 1558 per l'ala di ampliamento tra Via Mentana e Via Cairoli) vi è una discreta omogeneità nel costruito con schemi strutturali ricorrenti tra i vari edifici.

Tutti i corpi di fabbrica in esame sono realizzati con una struttura portante costituita da setti verticali di elementi artificiali in laterizio pieno. Il Palazzetto Veneziano ed il Palazzo Merlato presentano una organizzazione degli spazi simile con un portico in facciata lungo Piazza del Popolo che si sviluppa in elevazione in corrispondenza del piano terra e del piano ammezzato. I solai di copertura dei vari edifici sono del tipo a falda con struttura portante di tipo ligneo.

4.1.1 Strutture di fondazione

Le strutture di fondazione dei vari edifici non sono state indagate nell'ambito del presente incarico, tuttavia, in base alla documentazione pervenuta, essa è costituita, per il Palazzetto Veneziano, dal proseguimento delle murature di elevazione in laterizio pieno per non meno di due metri sotto il piano campagna, ed uno spessore che a partire da quello della muratura di elevazione presenta una modesta risega con un aumento di circa 30 cm al piede.

Nessuna altra notizia è nota circa gli elementi di fondazione degli altri corpi di fabbrica, tuttavia stante le analogie di tipologia costruttiva in elevazione, è altamente probabile che le fondazioni di tutti gli edifici siano costituite dal proseguimento delle murature di elevazione in laterizio pieno, eventualmente con una leggera risega.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

4.1.2 Strutture di elevazione

Le strutture portanti di elevazione sono costituite da maschi murari in elementi artificiali in laterizio pieno, ad eccezione dei due portici in facciata del Palazzetto Veneziano e del Palazzo Merlato, costituiti da archi in laterizio pieno, in facciata, sorretti da colonne circolari in pietra naturale.

A fronte di una buona omogeneità tra gli schemi strutturali dei vari edifici, non altrettanto si può affermare a proposito della fattura e dello stato di conservazione delle murature, principalmente a causa delle diverse epoche di costruzione delle varie parti del complesso edilizio ed alle successive modifiche apportate.

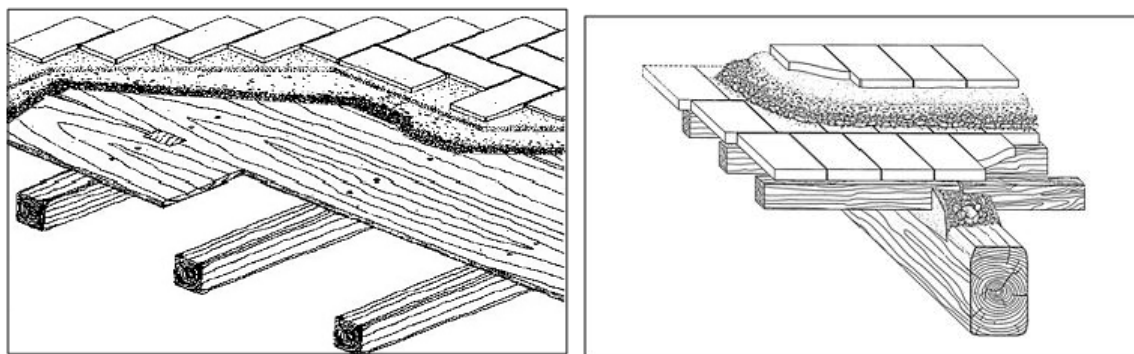
4.1.3 Strutture orizzontali e di copertura

Le strutture orizzontali di solaio dei vari edifici, originariamente di tipo piano con struttura lignea o di tipo a volta in laterizio, hanno subito notevoli rimaneggiamenti che hanno comportato, nella maggioranza dei casi la sostituzione con strutture costituite da putrelle in acciaio, tavelloni o pignatte di alleggerimento in laterizio forato e soletta superiore in cls/c.a.

Non essendo stato concesso agli Scriventi il permesso di realizzare indagini, di tipo endoscopico o saggi, al fine di determinare a campione la morfologia e la geometria dei solai esistenti, i dati sono stati desunti, ove possibile, dalla documentazione tecnica fornita dal Committente.

Solai lignei

Alcuni campi di solaio di calpestio del primo piano del Palazzo Merlato (campi M, P, O) conservano ancora gli originari solai con struttura portante costituita da travi lignee a semplice o doppia orditura con assito e sovrastante pavimentazione lignea.



Volte in laterizio

In due campi di solaio di calpestio del primo piano del Palazzo Merlato (campi I ed R) sono presenti volte in elementi in laterizio pieno. In corrispondenza del campo di solaio I, la volta è di tipo a padiglione con uno spessore strutturale di 14 cm di elementi in laterizio pieno, con sovrastante riempimento e massetto/soletta cementizia. In

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

corrispondenza del campo di solaio R, è presumibile che la volta, anch'essa con uno spessore strutturale di 14 cm formato da elementi in laterizio pieno sia stata oggetto di consolidamento con svuotamento della stessa e realizzazione di una soletta armata superiore avente uno spessore di circa 10 cm.

Voltine in laterizio

I campi L e Q del solaio di calpestio del piano primo del Palazzo Merlato hanno una struttura portante costituita da voltine di elementi in laterizio pieno disposti di piatto. In base alla documentazione consultata, è possibile che tali voltine siano sorrette non da putrelle in acciaio, come da prassi costruttiva, ma da travi lignee, forse preesistenti. La pavimentazione, di tipo ligneo, è poggiata sull'estradosso delle voltine mediante travicelli lignei.

Solai con putrelle in acciaio ed elementi di alleggerimento in laterizio forato

La maggior parte dei solai di cui è nota, da indagini precedenti, la composizione sono stati, presumibilmente realizzati nella seconda metà del 20° secolo, con struttura costituita da profilati metallici commerciali, usualmente di tipo IPN o IPE, e da elementi in laterizio forato di alleggerimento, soletta/massetto superiori in conglomerato cementizio.

I diversi solai si differenziano tra loro, oltre che per la sezione resistente ed il passo dei profilati metallici, anche per la tipologia e la disposizione degli elementi in laterizio forato di alleggerimento (tavellone in appoggio sull'ala superiore, tavelloni in appoggio su entrambi le ali o volterrane) nonché per lo spessore del getto in cls del massetto / soletta superiori.

Solai di plafone in cannicciato

In corrispondenza dell'ultima elevazione, numerosi locali, sia pertinenti al Palazzetto Veneziano che al Palazzo Merlato sono coperti da volte non strutturali in cannicciato con relativa struttura lignea.



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Solai di plafone con travi Varese

In alcuni degli ambienti dell'ultima elevazione del Palazzo Merlato prospicienti Piazza dell'Aquila è presente un solaio di plafone realizzato mediante travi prefabbricate di tipo "Varese" infisse entro lo spessore delle murature di controvento e tavelloni in appoggio sull'ala inferiore delle travi.

Controsoffitto di plafone

In alcuni ambienti dell'ultima elevazione il solaio di plafone è costituito da un controsoffitto modulare appeso ad una struttura di sostegno costituita da profilati metallici commerciali e barre in acciaio.



Solai di copertura con capriate lignee

Alcuni dei solai di copertura, tra cui quelli ubicati in corrispondenza della Sala Consigliare e della Sala Pre-Consigliare, sono di tipo ligneo con struttura portante costituita da una serie di capriate lignee asimmetriche con monaco e saette su cui poggiano le orditure del solaio di copertura con manto in coppi tradizionali.

In base alla documentazione fotografica, i solai di copertura esistenti sono di due diverse tipologie, la prima con terzere e travicelli lignei e pianelle in laterizio pieno, la seconda con terzere lignee e struttura secondaria costituita da putrelle in acciaio e tavelloni in laterizio.



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Solai di copertura con travi lignee

I solai di copertura sono maggioritariamente costituiti da una struttura portante di travi lignee in appoggio sui timpani delle murature di controvento (copertura non spingente); alcuni di essi sono viceversa gravanti sulle murature dei prospetti e su quelle di spina (copertura spingente). La struttura secondaria è simile a quella descritta in precedenza, con travicelli lignei, pianelle in laterizio pieno e manto di copertura in coppi tradizionali.

Per alcuni dei campi di solaio esaminati, l'azione delle coperture lignee di tipo spingente è parzialmente assorbita da catene metalliche orizzontali ammortate alla quota della sommità delle murature dei prospetti.



4.2 ANALISI DELLO STATO DI FATTO DELLA STRUTTURA

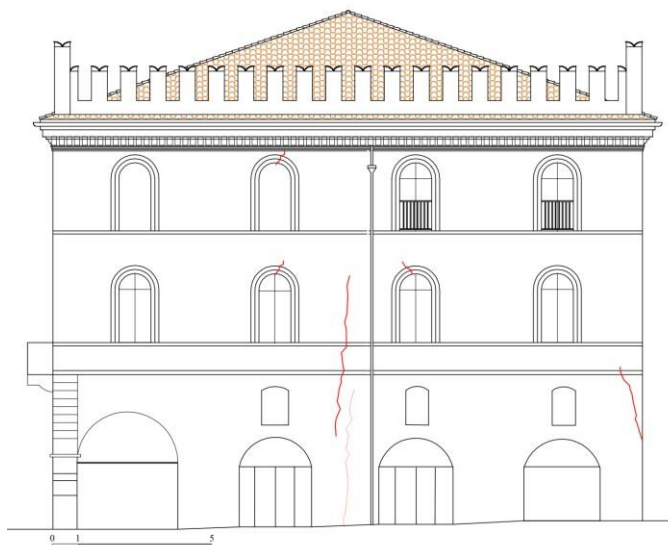
Stato fessurativo delle strutture portanti

I corpi di fabbrica in oggetto della presente relazione sono costituiti da edifici storici di antica costruzione, oggetto, "in secula seculorum", di numerosi e non documentati interventi di ampliamento, ristrutturazione o consolidamento che ne hanno in parte modificato l'impianto originario. È quindi da ritenersi inevitabile il manifestarsi di stati fessurativi e/o dissesti a carico delle strutture portanti di elevazione, nonché forme di degrado dei materiali.

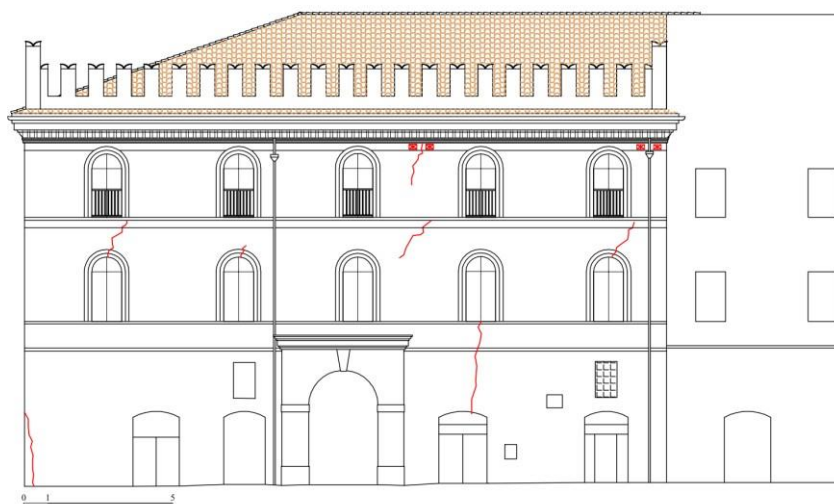
Come già riportato in un rilievo eseguito a cura del Committente, gli edifici in oggetto manifestano un quadro fessurativo a carico degli elementi portanti in muratura di laterizi pieni, sia in corrispondenza delle murature dei prospetti e dei timpani della copertura che, in misura minore, degli archi.

Sui prospetti dei diversi edifici, in particolare il Palazzo Merlato, sono visibili, alcune fessurazioni delle murature portanti, in maggioranza ubicate in corrispondenza delle finestre.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale



Prospetto su Via Santi Muratori



Prospetto di Piazza dell'Aquila

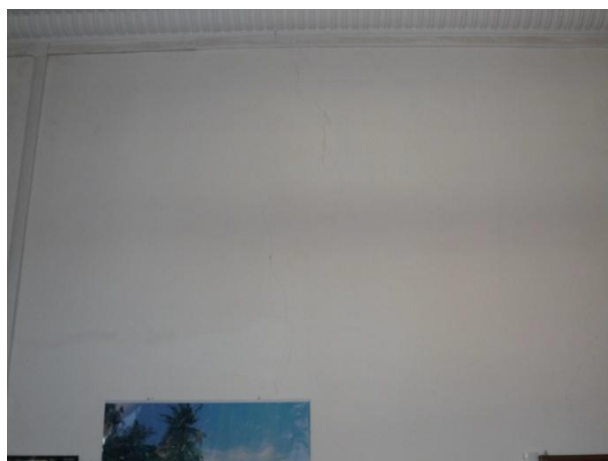


Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale



Stati fessurativi visibili sulle murature dei prospetti degli edifici

Alcune lesioni delle strutture murarie sono visibili anche all'interno dei diversi edifici.



Stati fessurativi visibili sulle murature interne degli edifici

Come già indicato in precedenza, i numerosi rimaneggiamenti a cui le strutture sono state sottoposte, anche solo per il diverso posizionamento delle aperture di porte e finestre, hanno introdotto numerose discontinuità nelle strutture murarie, come mostrato nell'e immagini seguenti.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale



Discontinuità nelle murature degli edifici

Tra le discontinuità rilevate, la più evidente ed estesa è sicuramente quella ubicata sulla muratura di spina del piano primo del Palazzetto Veneziano in corrispondenza del locale tecnico.

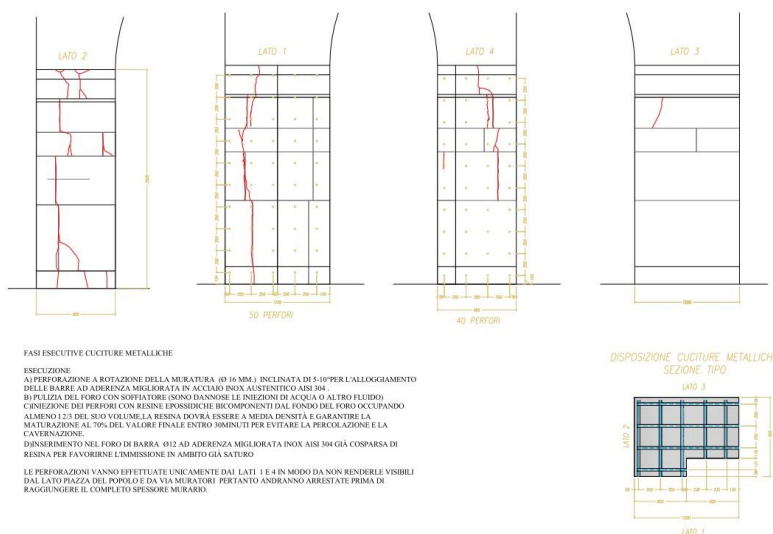
Alcuni stati fessurativi sono inoltre visibili su alcuni degli archi del corridoio ubicato al piano terra del Palazzo Merlato, come mostrato nelle figure seguenti.



Fessurazioni sugli archi in laterizio del piano terra del Palazzo Merlato

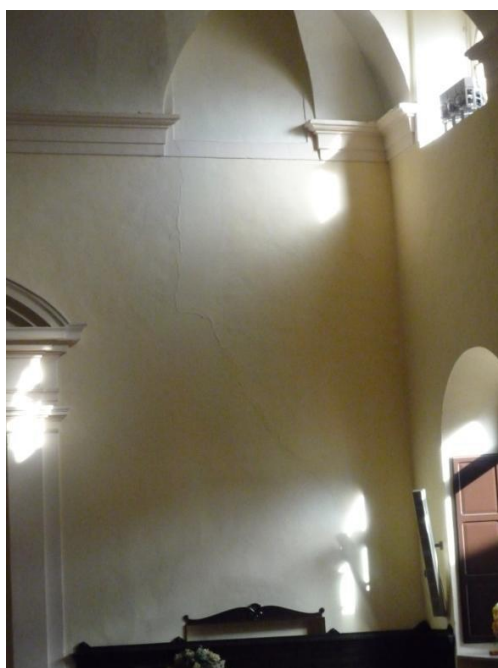
I pilastri del portico in facciata del Palazzo Merlato presentano un stato fessurativo importante. In particolare il pilastro d'angolo tra Piazza del Popolo e Via Santi Muratori presenta dissesti e lesioni verticali che interessano anche i blocchi di pietra su tutte le sue facce. Per tale elemento strutturale è già stato presentato il progetto di consolidamento mediante l'utilizzo di cuciture metalliche.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale



Il quadro fessurativo rilevato nel 2010 all'epoca della valutazione di sicurezza era da considerare secondo la scala Ems98 di **Livello D1 – danno leggero**.

Le lesioni rilevate erano per lo più in corrispondenza di angoli di aperture o sugli architravi di porte e finestre e mostravano un'ampiezza < 1 mm indice di un lieve superamento della resistenza a trazione della muratura nelle zone più sollecitate. Erano inoltre presenti lesioni da schiacciamento di lieve entità (appena percettibili ed in ogni caso < 1 mm). Si tratta di lesioni imputabili a schiacciamento locale della muratura con minimo sgretolamento della malta e/o di elementi lapidei o laterizi, senza espulsione di materiale combinato a rigonfiamenti per umidità. Lesioni subverticali passanti superiori ad un mm sono tuttora visibili nella parete che separa la sala preconiliare da quella del Consiglio.



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

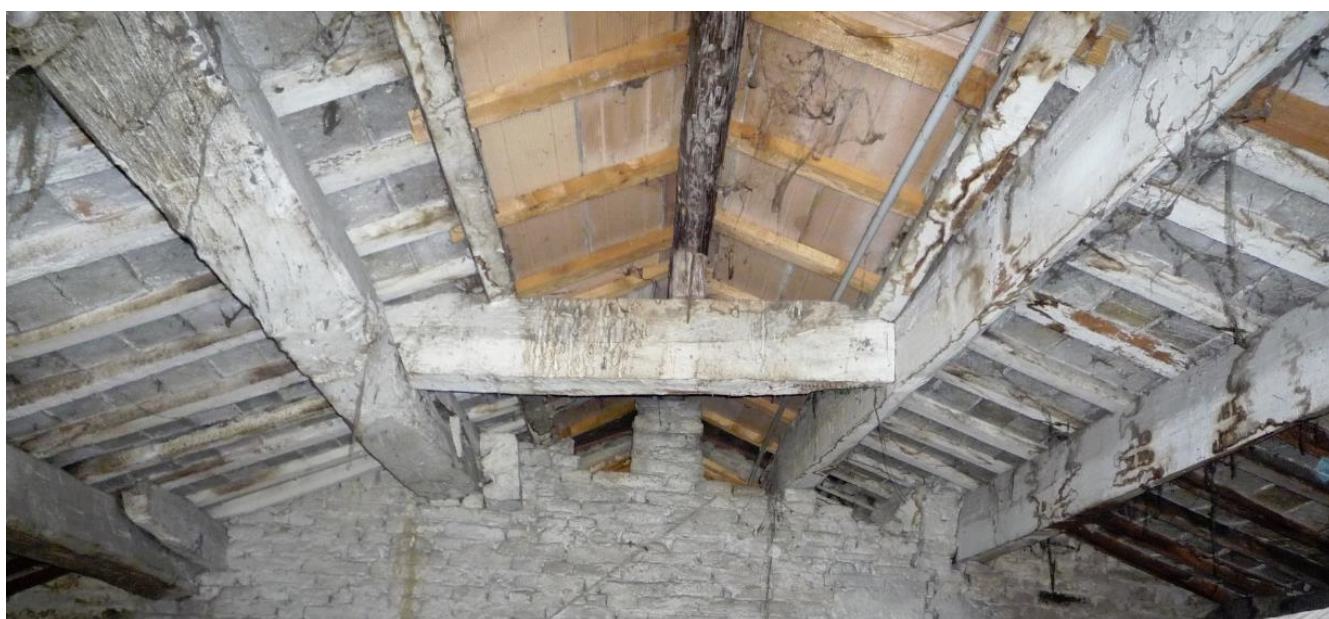
Questo tipo di lesioni indica la presenza di un cedimento differenziale della porzione di parete che insiste sul portico.

Stato di fatto degli orizzontamenti interpiano

I solai rappresentano un elemento strutturale particolarmente vulnerabile per la Residenza Municipale. Sono stati oggetto già di interventi di sostituzione nel recente passato ed un attento esame del loro stato di conservazione e dell'adeguatezza nei confronti dei carichi agenti ne ha mostrato le notevoli carenze statiche.

Stato di fatto della copertura

La copertura, sebbene sia stata oggetto di interventi di rinforzo negli anni precedenti, è caratterizzata dalla presenza di collegamenti inadeguati tra le membrature e dalla presenza di uno stato fessurativo e di degrado importante a carico di alcuni degli elementi portanti.



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Tali dati sono rappresentativi di una condizione di insicurezza a carichi verticali. Il sistema di copertura è inoltre caratterizzato da un collegamento capriate-muratura affidato al solo vincolo di appoggio delle catene sui maschi murari.



In definitiva la configurazione della copertura non garantisce la formazione di un piano rigido, condizione che permette sotto carichi sismici una ripartizione delle azioni in funzione delle rigidezze e che consente di mantenere cinematicamente vincolate i maschi murari anche quando entrano in campo plastico.

Stato di fatto degli elementi non strutturali

Per Palazzo Merlato, i merli costituiscono degli elementi non strutturali caratterizzati da un'elevata vulnerabilità sismica. La posizione a quota elevata e la snellezza degli stessi ne pregiudicano la stabilità in caso di evento sismico. Un eventuale crollo di tali elementi non determina un'alterazione del comportamento dell'edificio, ma rappresenta una grave minaccia per l'incolumità delle persone.



5. INTERVENTI IN PROGETTO

In generale, la scelta della tipologia degli interventi locali di miglioramento deve tener conto della specifica caratterizzazione dell'edificio esaminato e della sua destinazione d'uso. Al fine di individuare gli elementi che necessitano di interventi strutturali, risulta fondamentale, in fase di progettazione, identificare correttamente i possibili meccanismi di collasso cui possono essere sottoposte le varie parti che compongono l'edificio e i conseguenti cinematismi ad essi associati. Altrettanto importante risulta essere la corretta determinazione dello stato di sollecitazione dei vari elementi strutturali, la quale può essere ottenuta solo mediante una accurata definizione del modello di calcolo globale della struttura.

L'obiettivo del presente progetto è quello di garantire un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti, senza determinare sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme. Le verifiche numeriche sui vari elementi strutturali hanno consentito di progettare gli interventi di rinforzo maggiormente idonei al raggiungimento di tale obiettivo.

Gli studi effettuati in fase di progettazione preliminare, hanno evidenziato le seguenti vulnerabilità dell'edificio:

1. presenza di porzioni di muratura lesionate o degradate;
2. eccessiva deformabilità dei solai;
3. elevata vulnerabilità in copertura;
4. possibile innesco di meccanismi locali per i maschi murari;
5. vulnerabilità per i pilastri del portico di Palazzo Merlato e Palazzetto Veneziano per azioni fuori piano;
6. situazioni di vulnerabilità degli elementi non strutturali.

Al fine di eliminare tali carenze strutturali vengono proposti i seguenti interventi:

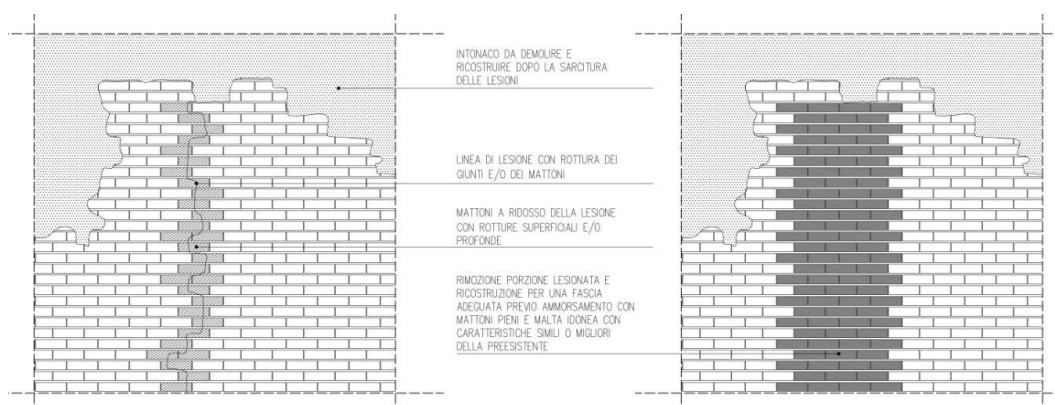
1. Interventi volti ad incrementare la resistenza dei maschi murari (C8A.5.6) essenzialmente scuci-cuci e ristilature armate per la riparazione localizzata di parti lesionate o degradate e per ricostruire la compagine muraria in corrispondenza di cavità e vani di varia natura;
2. Interventi volti a ridurre l'eccessiva deformabilità (C8A.5.3) e ad aumentare la resistenza dei solai tramite la realizzazione del diaframma di piano secondo varie tecniche in relazione alla tipologia di solaio da consolidare adeguandoli anche alle verifiche SLU ed SLE;
3. Interventi volti a ridurre la vulnerabilità statica e sismica in copertura;
4. Presidi ai meccanismi locali;
5. Consolidamento dei pilastri del portico di Palazzo Merlato e Palazzetto Veneziano;
6. Interventi volti a ridurre le vulnerabilità degli elementi non strutturali.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

5.1 INTERVENTI VOLTI AD INCREMENTARE LA RESISTENZA DEI MASCHI MURARI (C8A.5.6)

5.1.1 Scuci e cuci

La chiusura di nicchie entro la muratura, il ripristino delle murature lesionate e la ricostituzione della continuità muraria nelle aperture richiuse viene effettuata attraverso un intervento di scuci-cuci. La cucitura della muratura comporta un'attenta opera di demolizione per poi ricostruire la muratura a filari perfettamente ingranati fra le parti nuove e quelle esistenti. L'intervento è finalizzato a restituire l'originario spessore del paramento murario mantenendone la continuità.

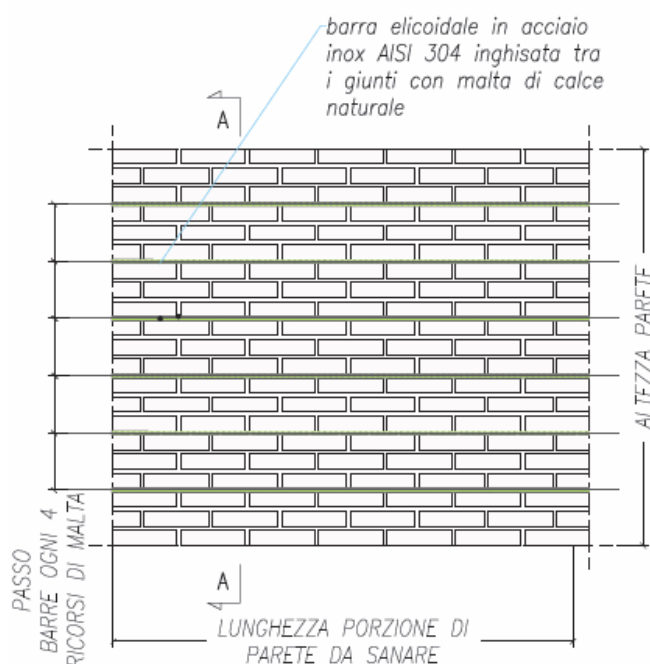


5.1.1 Ristilatura armata

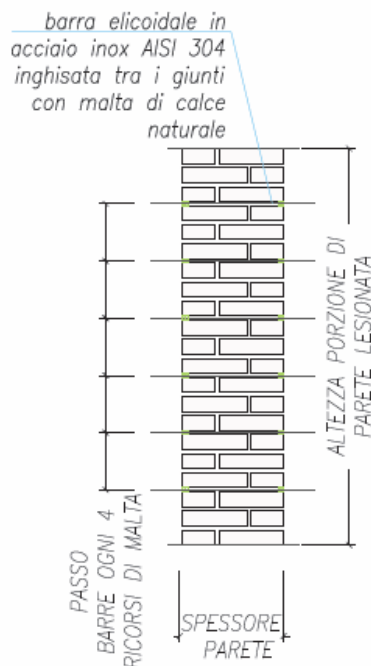
Il ripristino delle murature lesionate viene effettuato attraverso un intervento di ristilatura armata dei giunti con l'inserimento, all'interno dei corsi orizzontali di malta opportunamente scarificati, di barre di rinforzo elicoidali in acciaio inox fissate entro i ricorsi in laterizio mediante betoncino strutturale a base di calce idraulica.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

PROSPETTO—scala 1:25

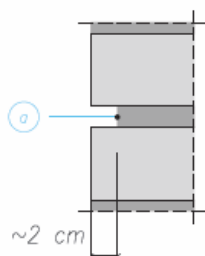


Sezione A—scala 1:25



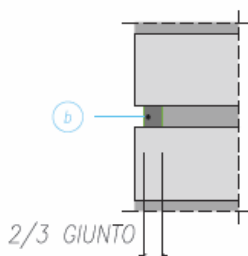
Fasi di montaggio— scala 1:25

FASE I: SCARNIFICAZIONE DEL GIUNTO



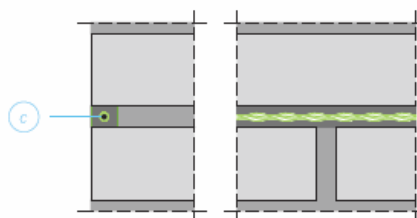
scarnificare il giunto fra i ricorsi per circa 2 cm con flessibile circolare o rimuovere manualmente la malta di allettamento per tutta la lunghezza della barra di cucitura che si dovrà installare.

FASE II: PULIZIA E RIEMPIMENTO MALTA



procedere con la pulizia e la bonifica del giunto, con cazzuola o pistola manuale riempire circa 2/3 dello spessore del giunto con malta di calce naturale

FASE III: INSERIMENTO BARRE ELICOIDALI



installare la barra elicoidale mediante pressione manuale avendo cura che la malta fuoriesca dai lati della stessa. stuccare con la stessa malta per garantire la perfetta sigillatura del giunto, l'inghisaggio della barra e l'estetica del lavoro finito

NOTE

l'intervento richiede:

- 1) preparazione del substrato (procedere effettuando una profonda scarnitura dei giunti murari con mezzi manuali utilizzando esclusivamente raschietti o attrezzature similari.);
- 2) lavaggio del paramento murario (il lavaggio deve avvenire con l'utilizzo di acqua spruzzata a bassa pressione in modo da non compromettere l'adesione della malta di calce naturale per l'inghisaggio delle barre elicoidali. prima di procedere alla stuccatura bagnare i supporti.)

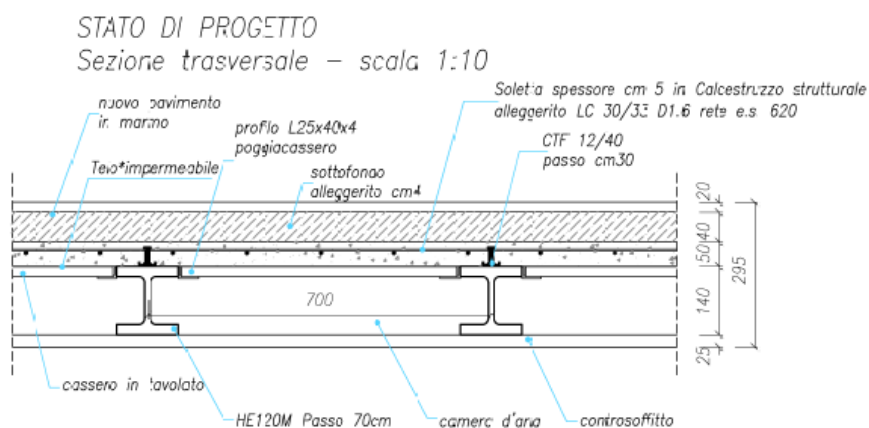
Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

5.2 INTERVENTI PER RIDURRE L'ECESSIVA DEFORMABILITÀ DEI SOLAI (C8A.5.3) E PER L'AUMENTO DI RESISTENZA DEI SOLAI

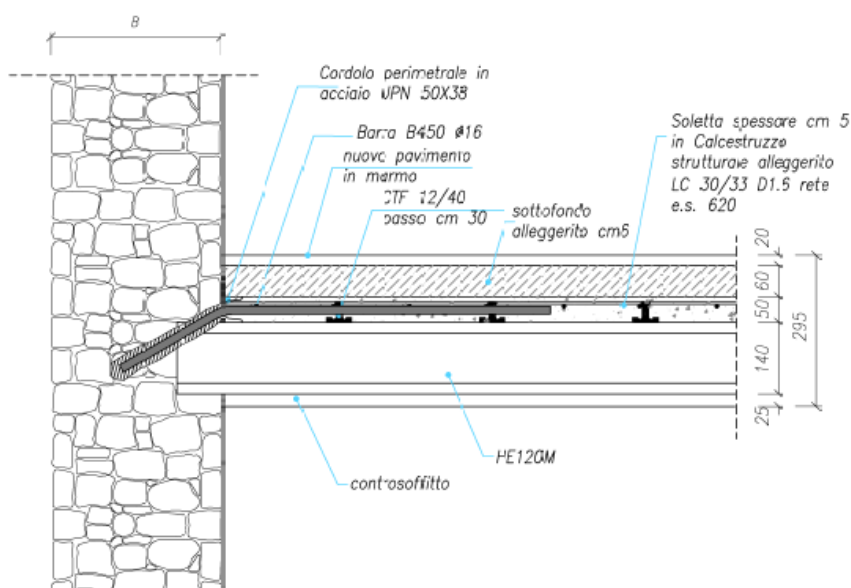
I solai rappresentano un elemento strutturale particolarmente vulnerabile per la Residenza Municipale. Sono stati oggetto già di interventi di sostituzione nel recente passato ed un attento esame del loro stato di conservazione e dell'adeguatezza nei confronti dei carichi agenti ne ha mostrato le notevoli carenze statiche.

Al fine di incrementare la resistenza ultima dei solai non verificati, limitandone al tempo stesso la deformabilità si prevedono le seguenti tipologie di intervento:

- Ricostruzione dei solai in acciaio mediante la sostituzione dei profili e la posa in opera di una nuova soletta collaborante in calcestruzzo alleggerito. La collaborazione del sistema acciaio calcestruzzo è assicurata dalla presenza di connettori a taglio. Infine si prevede l'inserimento di un cordolo perimetrale in acciaio collegato alla muratura attraverso dei connettori inghisati con malta:

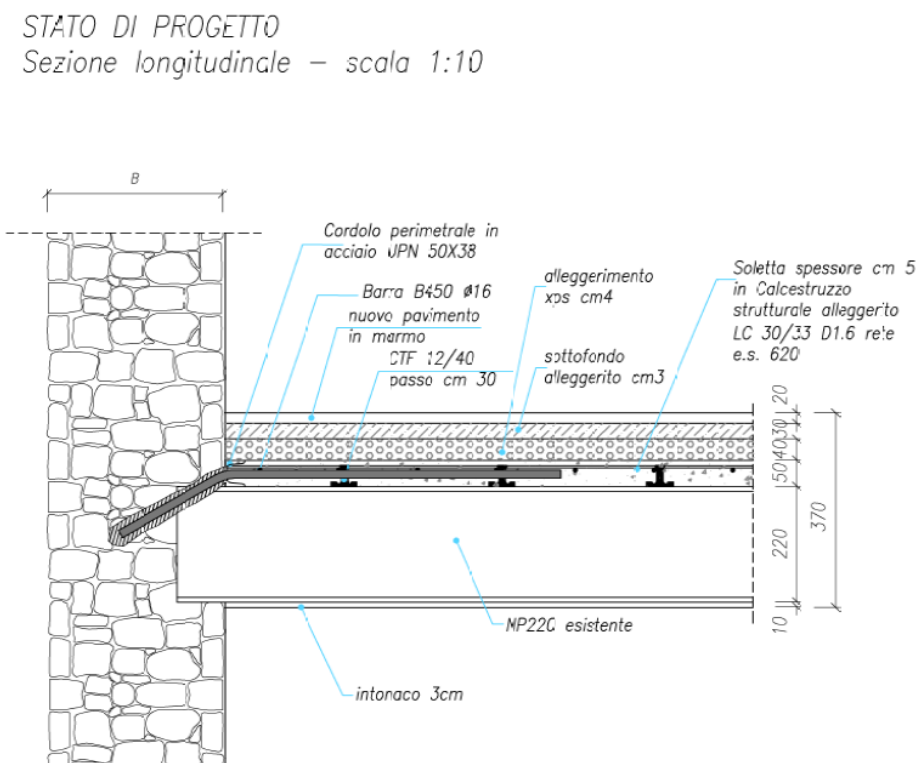
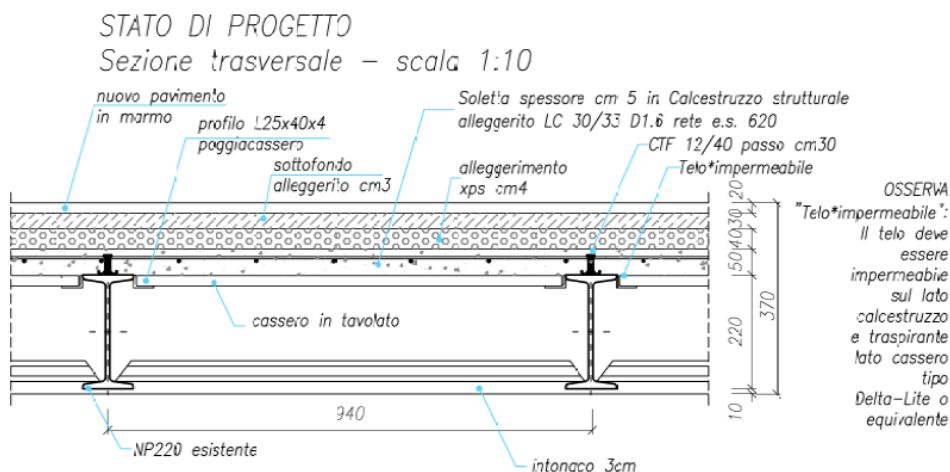


STATO DI PROGETTO
Sezione longitudinale – scala 1:10



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

- Rinforzo dei solai esistenti si prevede la posa in opera di una soletta collaborante in calcestruzzo alleggerito. La collaborazione del sistema acciaio calcestruzzo è assicurata dalla presenza di connettori a taglio. Infine si prevede l'inserimento di un cordolo perimetrale in acciaio collegato alla muratura attraverso dei connettori inghisati con malta.



Gli interventi proposti, grazie alla predisposizione dei cordoli perimetrali collegati alla muratura, hanno un'ulteriore funzione rispetto a quella statica. Essi forniscono infatti un vincolo per i maschi murari nei confronti delle sollecitazioni fuori piano. Pertanto vanno considerati nelle analisi dei meccanismi di collasso locali relative allo stato di progetto.

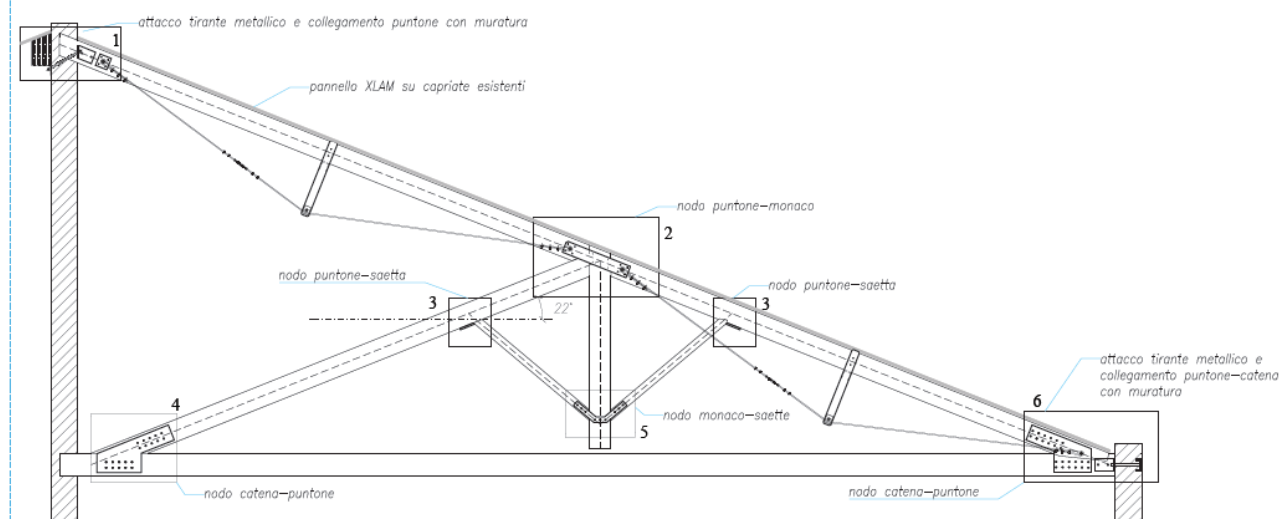
Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

5.3 INTERVENTI VOLTI A RIDURRE LA VULNERABILITÀ STATICA E SISMICA DELLA COPERTURA

Per gli interventi per il rinforzo della copertura si configurano nel seguente modo si prevedono, le seguenti strategie di intervento:

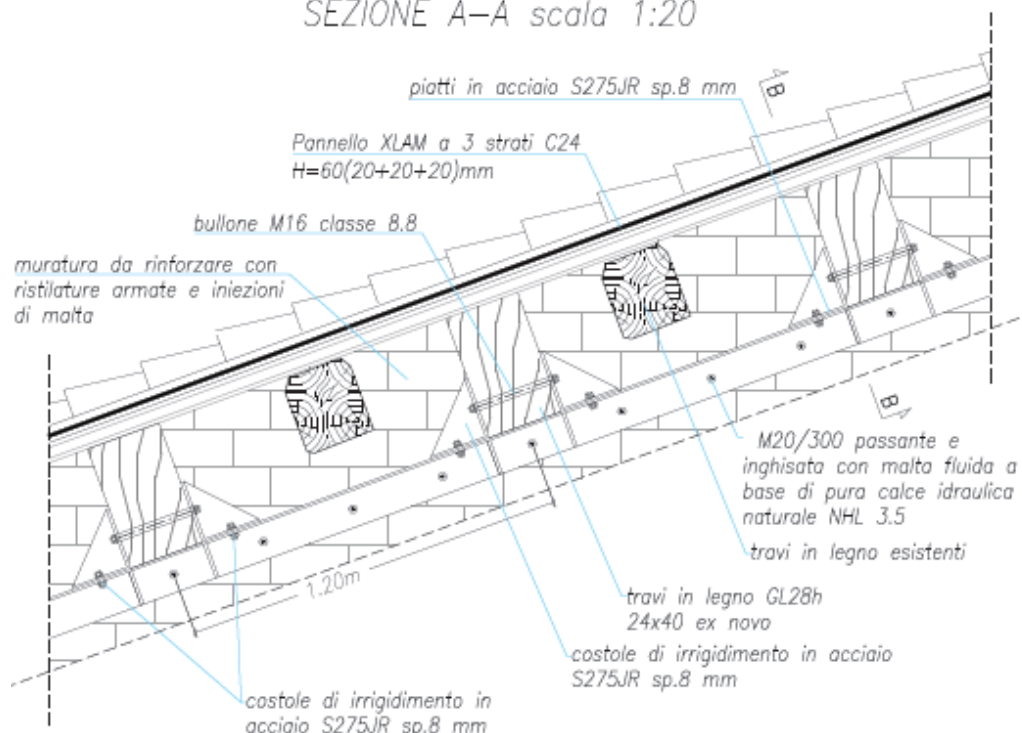
- Inserimento di briglie al fine di scaricare i puntoni eccessivamente sollecitati;
- Rifacimento dei collegamenti per gli elementi delle capriate;
- Inserimento di travi ex novo in legno lamellare GI28h ad interasse di 1.20 m , in modo da scaricare le travi esistenti (per individuare la posizione in pianta delle nuove travi si veda l'elaborato IL04);
- Inserimento di un pannello XLAM, posizionato sul piano di falda, capace di garantire la realizzazione di un piano rigido in copertura.

schema tipologico – scala 1:50

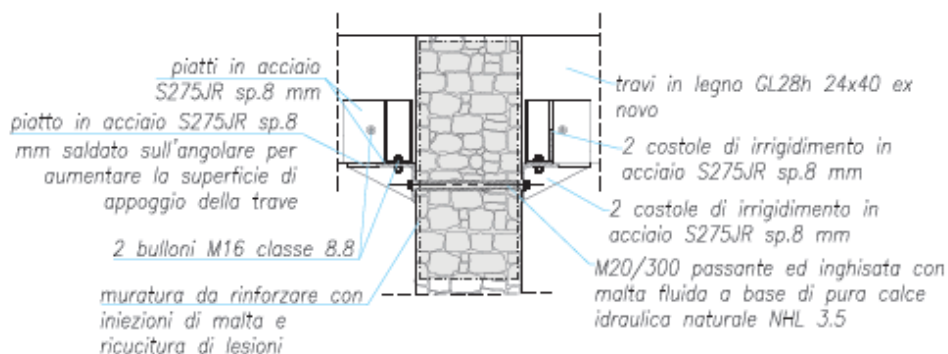


Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

SEZIONE A-A scala 1:20



SEZIONE B-B scala 1:20

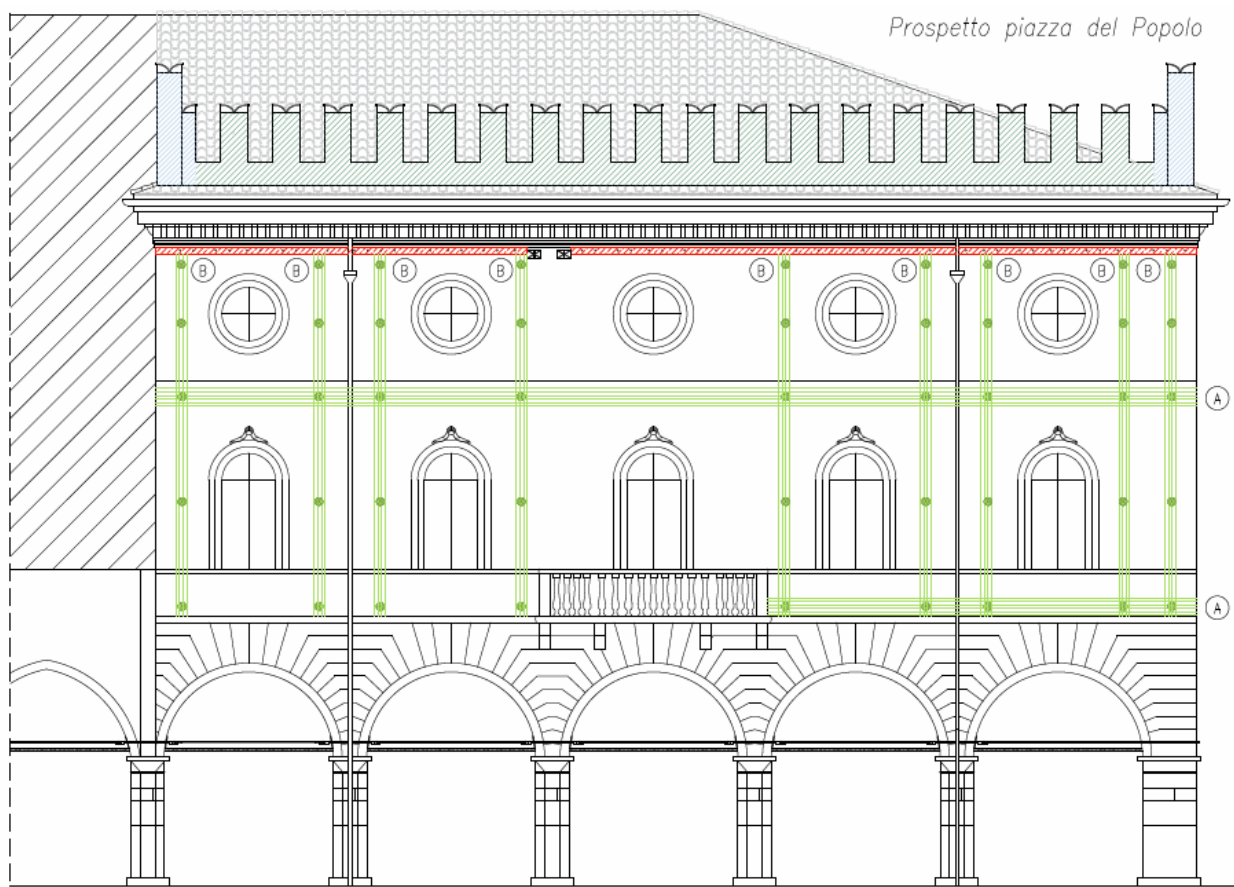


5.4 PRESIDI NEI CONFRONTI DELL'ATTIVAZIONE DEI MECCANISMI LOCALI

Come indicato nel §C8A.5.1 della Circolare 617/2009, allo scopo di "chiudere" la scatola muraria e realizzare il collegamento tra murature ortogonali, si è previsto l'esecuzione di cerchiature esterne con tessuti di acciaio che prevedono la realizzazione di una cordolatura a livello di piano, per favorire il comportamento scatolare, e di fasciature verticali a presidio della flessione verticale.

Tale intervento risulta particolarmente opportuno per le fabbriche del Palazzo Merlato, in cui la presenza della doppia altezza delle Sale preconsiliare e consiliare condizionano fortemente gli indicatori di rischio per i meccanismi locali.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale



5.5 RINFORZO DELLE COLONNE DI PALAZZO MERLATO E PALAZZETTO VENEZIANO

Le colonne del portico di Palazzo Merlato e gli annessi archi mostrano un quadro fessurativo severo, come è possibile osservare dalle immagini seguenti:



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

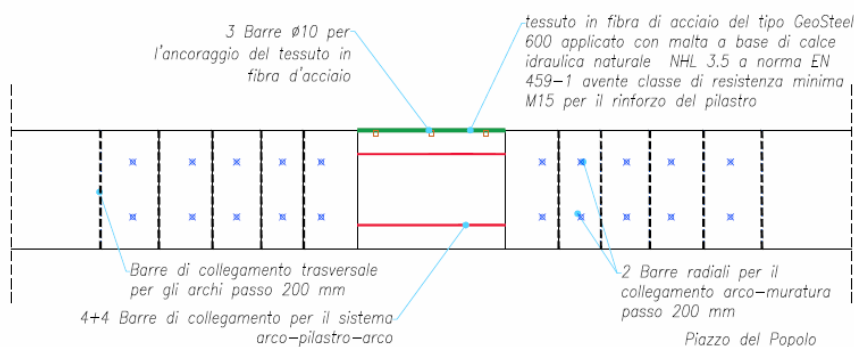
La causa del danno è da rintracciarsi in due aspetti:

- Eccentricità della colonna (l'elemento è soggetto a flessione fuori piano);
- Bassa resistenza a compressione dei mattoni.

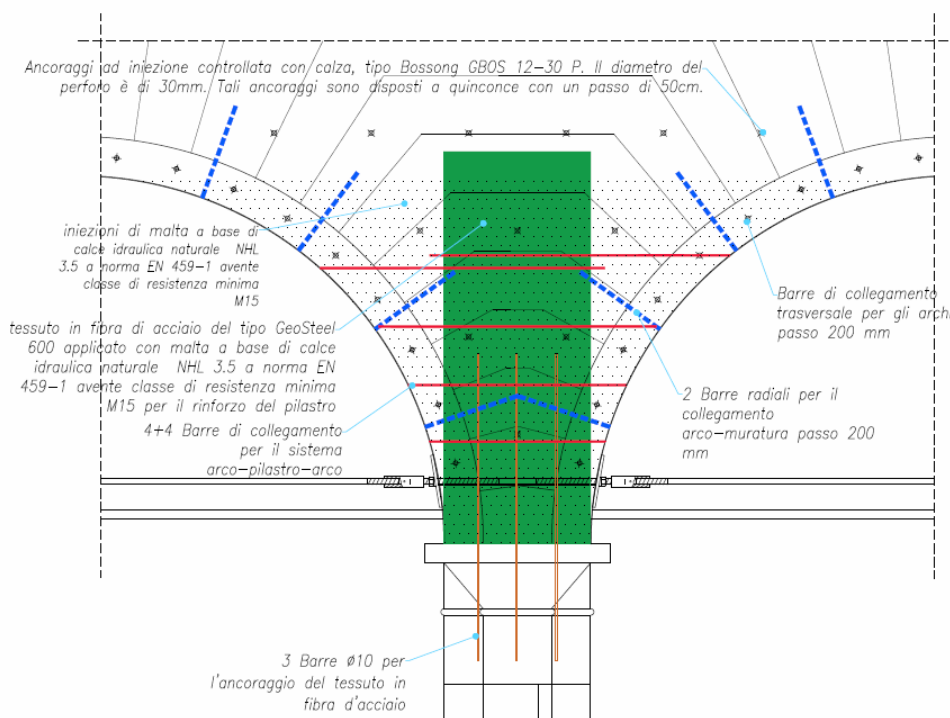
Per eliminare o quantomeno ridurre tale vulnerabilità strutturale si prevede di rinforzare le colonne secondo lo schema sotto riportato. In particolare si propone:

- il confinamento dell'elemento strutturale attraverso l'inserimento di barre nel pilastro;
- il collegamento trasversale dell'arco mediante barre passanti per rendere collaboranti i mattoni costituenti lo stesso;
- l'inserimento di un tessuto in fibra di acciaio per assorbire la trazione generata dall'eccentricità del pilastro.

VISTA IN PIANTA –scala 1:25



PROSPETTO COLONNA SUL LATO INTERNO DEL PORTICO DI PALAZZO MERLATO
–scala 1:25



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Accanto a tale vulnerabilità, per il pilastro d'angolo tra Piazza del Popolo e Via Muratori erano presenti lesioni verticali con rottura dei blocchi su tutte le facce del suo perimetro come mostrato di seguito.



Per ridurre le carenze strutturali di tale elemento era stato progettato un intervento di rinforzo. Il consolidamento previsto prevedeva l'utilizzo di tirantini antiespulsivi. Quest'ultimi sono particolarmente indicati per problemi su aree di muratura limitata sollecitata da forti carichi verticali. L'intervento consiste nella perforazione a rotazione della muratura, nella iniezione di resine epossidiche bicomponenti nei fori appena creati, nell'inserimento di barrette di acciaio (inox). Quest'ultime impediscono l'espulsione di materiale ed aumenta la capacità portante dell'elemento. Tale tecnica è molto più efficace per murature costituite da blocchi di pietra o mattoni.

Nel presente progetto si reputa opportuno intervenire in tal maniera su tutti i pilastri del portico in modo da conferirvi una maggiore duttilità, prevenendo possibili rotture fragili per gli stessi.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Scala 1:25

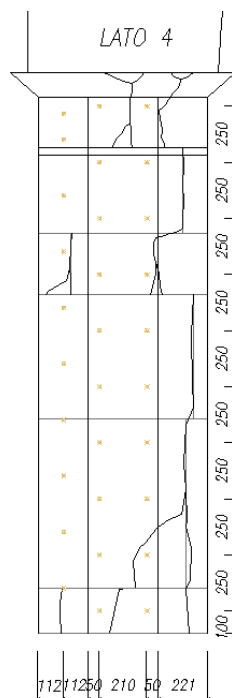
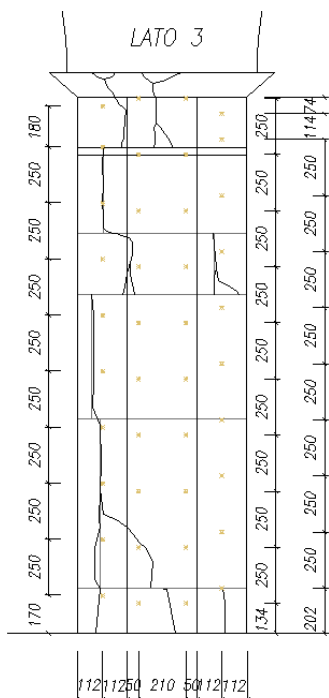
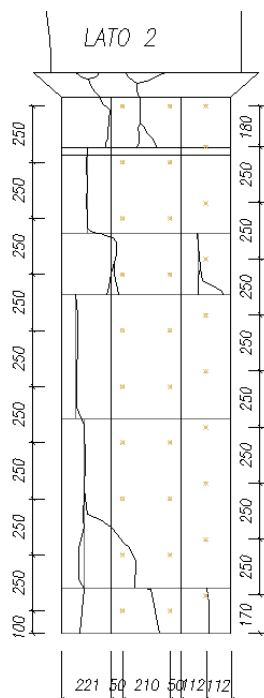
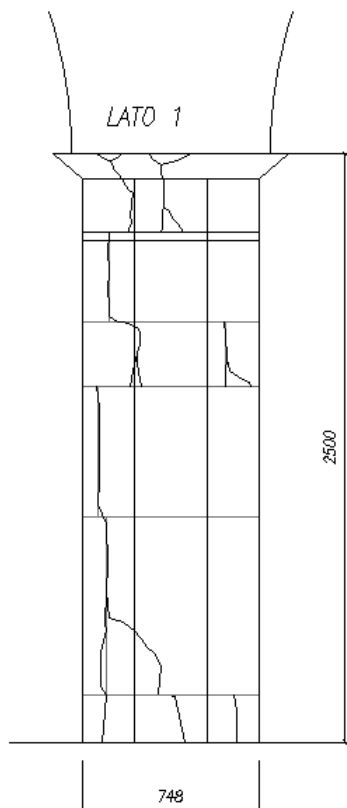
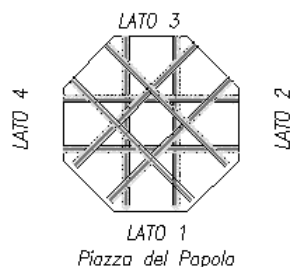
FASI ESECUTIVE CUCITURE METALLICHE

ESECUZIONE

- A) PERFORAZIONE A ROTAZIONE DELLA MURATURA (ϕ 16 MM.) INCLINATA DI 5-10° PER L'ALLOGGIAMENTO DELLE BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA IN ACCIAIO INOX AUSTENITICO AISI 304 .
B) PULIZIA DEL FORO CON SOFFIATORE (SONO DANNOSE LE INIEZIONI DI ACQUA O ALTRO FLUIDO)
C) INIEZIONE DEI PERFORI CON RESINE EPOSSIDICHE BICOMPONENTI DAL FONDO DEL FORO OCCUPANDO ALMENO I 2/3 DEL SUO VOLUME, LA RESINA DOVRÀ ESSERE A MEDIA DENSITÀ E GARANTIRE LA MATURAZIONE AL 70% DEL VALORE FINALE ENTRO 30 MINUTI PER EVITARE LA PERCOLAZIONE E LA CAVERNAGIONE.
D) INSERIMENTO NEL FORO DI BARRA ϕ 12 AD ADERENZA MIGLIORATA INOX AISI 304 GIÀ COSPARSA DI RESINA PER FAVORIRNE L'IMMISSIONE IN AMBITO GIÀ SATURO

LE PERFORAZIONI VANNO EFFETTUATE UNICAMENTE DAI LATI 2,3 E 4 IN MODO DA NON RENDERLE VISIBILI DAL LATO PIAZZA DEL POPOLO E DA VIA MURATORI PERTANTO ANDRANNO ARRESTATE PRIMA DI RAGGIUNGERE IL COMPLETO SPESSORE MURARIO.

DISPOSIZIONE CUCITURE METALLICHE
PIANTA TIPO DEI PILASTRI PALAZZO
MERLATO



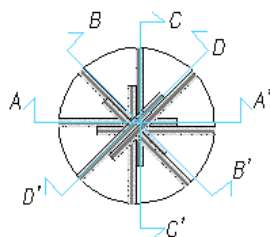
I pilastri circolari monolitici del portico del Palazzetto Veneziano si presentano tutt'ora in buone condizioni e privi di lesioni o fessurazioni significative, tuttavia è manifesta la perdita di verticalità di uno di essi che presenta anche assestamenti alla base come mostrato nelle figure seguenti.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale



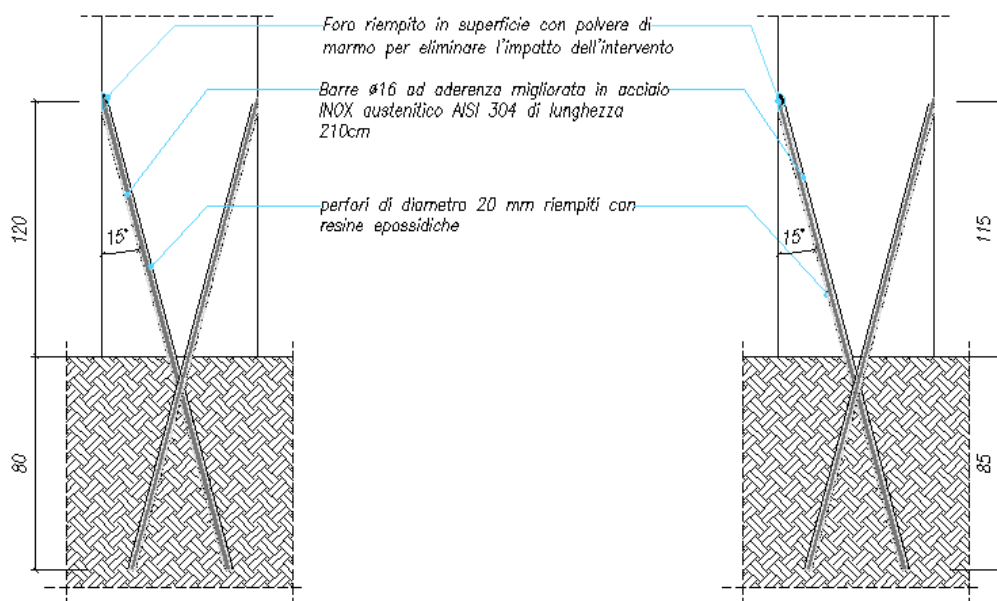
Per eliminare tale carenza strutturale, si interviene inserendo alla base del pilastro delle barre inclinate ancorate alla fondazione secondo lo schema di seguito riportato.

DISPOSIZIONE BARRE DI RINFORZO COLONNE PALAZZO MERLATO SCALA 1:25
PIANTA COLONNA TIPO DEL PORTICO DI PALAZZO VENEZIANO



SEZIONE A-A' SCALA 1:25

SEZIONE B-B' SCALA 1:25



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

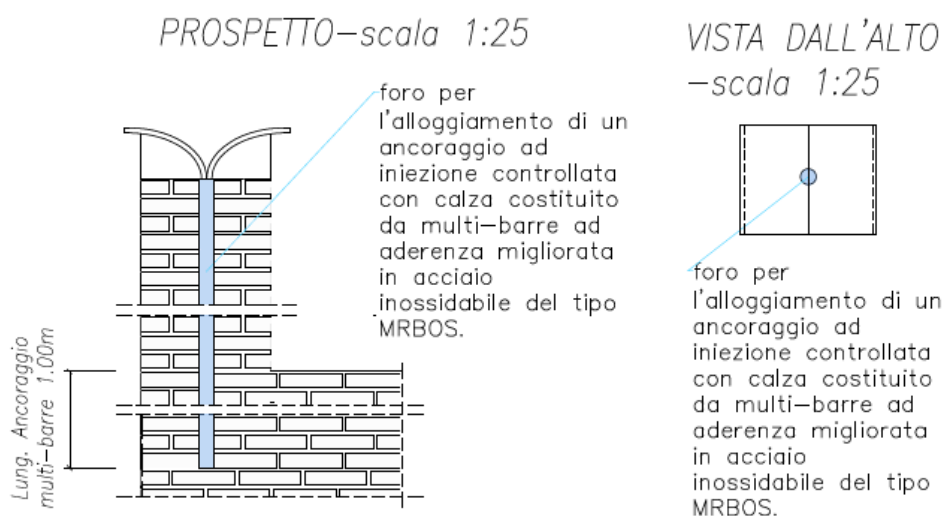
Considerando l'uniformità della geometria e dei carichi agenti sulle singole colonne, si ritiene necessario estendere tale intervento all'intero porticato.

5.6 INTERVENTI VOLTI A RIDURRE LE VULNERABILITÀ DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

La merlatura architettonica che corona le murature di Palazzo Merlato, ancorché non assolva una funzione strutturale, risulta particolarmente vulnerabile a causa della sua posizione a quota elevata e della snellezza dei merli, fattori che ne pregiudicano la stabilità in caso di evento sismico. Un eventuale crollo di tali elementi non determina un'alterazione del comportamento strutturale dell'edificio, ma rappresenta tuttavia una grave minaccia per l'incolumità delle persone.

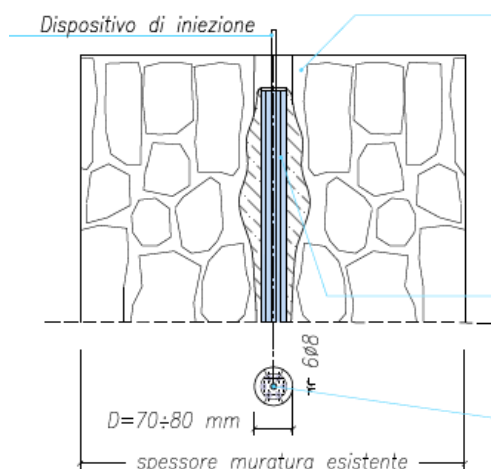
Si è pertanto deciso di procedere con un intervento di consolidamento che ne riduca la vulnerabilità, e conseguentemente i rischi potenziali per l'incolumità delle persone, nello spirito delle indicazioni riportate nel §C8A9 della Circolare 617/2009.

Per i merli più bassi, data la minore entità delle sollecitazioni e la simmetria della sezione, si prevede di incrementare la resistenza dell'elemento attraverso l'inserimento di una multibarra costituita da 6 barre in acciaio inox ad aderenza migliorata.



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Particolare ancoraggio del tipo MRBOS 6X8-60P-scala 1:10



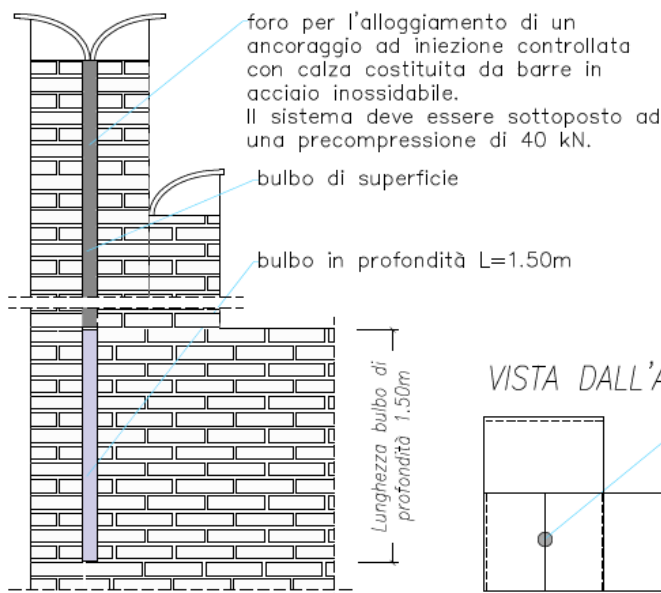
La calza in tessuto contiene la malta iniettata; le sue caratteristiche e la sua capacità di espansione nelle irregolarità delle murature sono tali da garantire un efficace legame meccanico con il substrato (ANCORAGGIO PER INGRANAMENTO). La stessa calza, che svolge la funzione di membrana permeabile, permette inoltre alla malta di fuoriuscire superficialmente e di esercitare una funzione di collante a diretto contatto con la muratura, sia a livello superficiale che in profondità grazie alle caratteristiche di porosità del substrato (ANCORAGGIO PER ADESIONE).

ancoraggio del tipo "multibar" MRBOS 6X8-60P costituita da n 6 barre del tipo RBOS 8/304 ad aderenza migliorata in acciaio inossidabile aisi 304 diam. d (8mm) e malta del tipo presstec specifica per iniezioni con calza in perforo diam. D (70÷80mm)

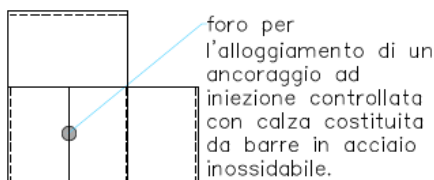
SEZIONE "MultiBar"
MRBOS 6X8-60P

Per i merli più alti, data l'assimmetria dell'elemento e volendo evitare di indebolirlo con la realizzazione di più fori per l'alloggiamento di multibarre, si prevede di incrementare la resistenza dell'elemento attraverso l'inserimento di un ancoraggio in acciaio inossidabile, ad iniezione controllata con calza, sottoposto ad una precompressione.

PROSPETTO-scala 1:25



VISTA DALL'ALTO-scala 1:25

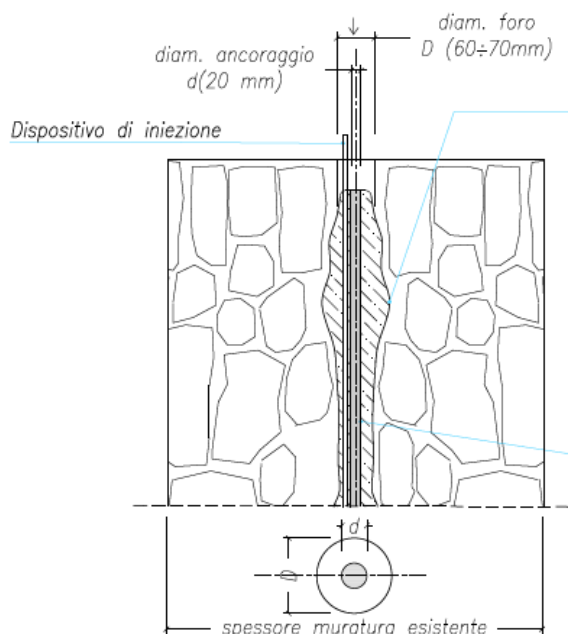


FASI PER LA REALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO

1. Inserimento ancoraggio ad iniezione controllata con calza all'interno del perforo
2. Iniezione del bulbo in profondità, dimensionato in funzione del carico di pre-sollecitazione
3. Posizionamento elementi di contrasto provvisori o permanenti all'estremità libera
4. Successivamente all'avvenuta maturazione della malta del bulbo in profondità effettuare la tesatura della parte libera di barra al valore di pre-sollecitazione richiesto (40 kN).
5. Iniezione della malta nel secondo bulbo di superficie
6. Eventuale rimozione degli elementi di contrasto, se provvisori, successivamente all'avvenuta maturazione della malta nel secondo bulbo

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Particolare ancoraggio del tipo GBOS20-60P-scala 1:10



La calza in tessuto contiene la malta iniettata; le sue caratteristiche e la sua capacità di espansione nelle irregolarità delle murature sono tali da garantire un efficace legame meccanico con il substrato (ANCORAGGIO PER INGRANAMENTO).

La stessa calza, che svolge la funzione di membrana permeabile, permette inoltre alla malta di fuoriuscire superficialmente e di esercitare una funzione di collante a diretto contatto con la muratura, sia a livello superficiale che in profondità grazie alle caratteristiche di porosità del substrato (ANCORAGGIO PER ADESIONE).

ANCORAGGIO GBOS 20-60 P
costituito da barra tipo GBOS 20/304 in acciaio inossidabile AISI 304 diametro d (20mm) con filettatura continua su tutta la lunghezza e malta Presstec specifica per iniezioni con calza in perforo diam. D (60 ± 70 mm)

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

6. ANALISI DEI CARICHI

6.1 ANALISI DEI CARICHI DEI SOLAI PER LO STATO DI FATTO

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi relativa a quei campi di solaio per i quali si dispone delle informazioni necessarie per poter effettuare la valutazione della sicurezza.

6.1.1 Piano ammezzato

Per la collocazione dei solai in pianta si faccia riferimento all'elaborato grafico 02SF.

Solai Esistenti- Piano Ammezzato

Tipo	Descrizione	Campi	Destinazione d'uso	Disponibilità info per il calcolo
Tipo 1	travi in legno 18x25 e tavelloni	Campo AA		Parziale
Tipo 2	IPE 160 e tavelloni	CAMPO AB, AC		Parziale
Tipo 3	IPN 200 i=90 cm +solaio latero cementizio h=12+10	CAMPO X	Archivio	Completa
Tipo 4	IPN 160 i=90 cm +solaio latero cementizio h=12+10	CAMPO Y e Z	Archivio	Completa
Tipo 5	in parte IPE160 i=61cm tavelloni+ soletta di cls 4cm, in parte ligneo travi 18x25 i=60cm+ tavelloni+ cls 4cm	CAMPO NB		Parziale
Tipo 6	solaio ligneo i=90 cm+ 2 IPN200 +tavolato + sottofondo 15 cm	CAMPO NE		Parziale
Tipo 7	solaio ligneo i=105 +tavolato +sottofondo 15 cm	CAMPO CA		Parziale
Tipo 8	IPE 120 i=90cm+volterrane h=12cm e soletta di cls cm8	CAMPO AD	Deposito	Completa
Tipo 9	IPN 220 i=90cm+volterrane h=12 cm e soletta di cls cm 8	CAMPO AE	Locale CED	Completa
Tipo 10	indefinito	CAMPO NG, NC, ND, NG		Assente

Calpestio Ammezzato - Campo X: Solaio con Putrelle in Acciaio

	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m3)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Putrelle in acciaio IPN 200			0.90	0.26	0.29	kN/m ²
Soletta in c.a.	1.00	0.10	1.00	25.0	2.50	kN/m ²
Travetti in c.a.	0.05	0.12	0.55	25.0	0.27	kN/m ²
Pignatte in laterizio	1.00	0.12	1.00	7.0	0.84	kN/m ²
Peso proprio (G1)					3.90	kN/m²
Pavimentazione	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Massetto di allettamento	1.00	0.04	1.00	21.0	0.84	kN/m ²
Intonaco intradosso	1.00	0.00	1.00	20.0	0.00	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					1.24	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.01	kN/m ²
Gk Solaio					5.15	kN/m²

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Calpestio Ammezzato - Campi Y e Z: Solaio con Putrelle in Acciaio						
	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m ³)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Putrelle in acciaio IPN160			0.90	0.18	0.20	kN/m ²
Soletta in c.a.	1.00	0.10	1.00	25.0	2.50	kN/m ²
Travetti in c.a.	0.05	0.12	0.55	25.0	0.27	kN/m ²
Pignatte in laterizio	1.00	0.12	1.00	7.0	0.84	kN/m ²
Peso proprio (G1)					3.81	kN/m²
Pavimentazione	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Massetto di allettamento	1.00	0.04	1.00	21.0	0.84	kN/m ²
Intonaco intradosso	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					1.64	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.00	kN/m ²
Gk Solaio					5.45	kN/m²

Calpestio Ammezzato - Campo AD: Solaio con Putrelle in Acciaio e Volterrane						
	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m ³)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Putrelle in acciaio IPE 120			0.90	0.10	0.12	kN/m ²
Soletta in c.a.	1.00	0.08	1.00	25.0	2.00	kN/m ²
Volterrane	1.00	1.00	1.00	1.2	1.20	kN/m ²
Peso proprio (G1)					3.32	kN/m²
Pavimentazione	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Massetto di allettamento	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Tramezzi	1.00	1.00	1.00	1.2	1.20	kN/m ²
Intonaco intradosso	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					2.40	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.00	kN/m ²
Gk Solaio					5.72	kN/m²

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Calpestio Ammezzato - Campo AE: Solaio con Putrelle in Acciaio e Volterrane						
	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m ³)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Putrelle in acciaio IPN 220			0.90	0.31	0.34	kN/m ²
Soletta in c.a.	1.00	0.08	1.00	25.0	2.00	kN/m ²
Volterrane	1.00	1.00	1.00	1.2	1.20	kN/m ²
Peso proprio (G1)					3.54	kN/m²
Pavimentazione	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Massetto di allettamento	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Tramezzi	1.00	1.00	1.00	1.2	1.20	kN/m ²
Intonaco intradosso	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					2.40	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.00	kN/m ²
Gk Solaio					5.94	kN/m²

6.1.2 Piano primo

Per la collocazione dei solai in pianta si faccia riferimento all'elaborato grafico 03SF.

Solai Esistenti- Solaio primo piano				
Tipo	Descrizione	Campi	Destinazione d'uso	Disponibilità info per il calcolo
Tipo 1	solaio in legno acciaio ristrutturato secondo il progetto dell'ing. camata	CAMPO BC, BD, BE, BF, BG		Parziale
Tipo 2	IPN220 i=94cm tavelloni + soletta h=7cm	CAMPO BP	Archivio	Completa
Tipo 3	solaio ristrutturato acciaio/clc?	CAMPO BO, BN, BM		Parziale
Tipo 4	IPN240 i=90cm tavelloni + soletta h=7cm	CAMPO BL	Negozi	Completa
Tipo 5	IPE120 i=90cm tavelloni + soletta h=4,5 cm	CAMPO BI	Uffici	Completa
Tipo 6	IPN160 i=90cm tavelloni + soletta h=4,5 cm	CAMPO BH	Uffici	Completa
Tipo 7	IPE120 i=90cm tavelloni + pav e sottofondo h=5,2cm + tavellone inferiore e soffitto	CAMPO BR	Uffici	Completa
Tipo 8	IPE160 accoppiate i=90cm tavelloni + pav e sottofondo h=3,2cm + tavellone inferiore e soffitto	CAMPO BS	Uffici	Completa
Tipo 9	IPN300 i=75cm + tavelloni + soletta h=8cm + pavimento e sottofondo h=4,5 cm + controsoffitto ligneo con travi 40x40 rivestite con cannicciato e malta di gesso	CAMPO BT	Uffici	Completa
Tipo 10	hea 160 e tavelloni	CAMPO H'		Parziale
Tipo 11	ipe 240 e lamiera grecata (prog. ing. balatroni)	CAMPO A'		Parziale
Tipo 12	IPN240 i=60cm tavellone intradosso + doppia orditura listelli in legno sp10cm	CAMPO N	Sala Giunta (Cat.C3)	Completa
Tipo 13	laterocemento h = 12+8 +7cm massetto	CAMPO F		Parziale

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Tipo 14	travetti i=40 cm con trave rompitratta ed assito 2cm+pav ligneo 4 cm	CAMPO O	Uffici	Completa
Tipo 15	travetti lignei (da 10x13 a 12x17) con arco rompitratta in muratura+ controsoffitto in canniccato	CAMPO M		Parziale
Tipo 16	travi in legno 14x21 con i=65cm + assito cm 2.5 + 15cm vuoto + pav ligneo 4 cm	CAMPO P	Uffici	Completa
Tipo 17	IPN140 con i=80cm+doppi tavelloni +sottonfondo+parquet	CAMPO L	Uffici	Completa
Tipo 18	travi lignee(20x35cm)con i=1.6m +voltine di muratura h=8cm +pav ligneo 4 cm	CAMPO Q	Uffici	Completa
Tipo 19	volta a padiglione in mattoni h=14 cm + caldana in cls cm 7,5	CAMPO I		Parziale
Tipo 20	volta in laterizio e soletta in c.a.	CAMPO R		Parziale
Tipo 21	IPE220 i=64cm tavelloni+soletta h=4cm + sottofondo h=3 cm+pav.2.5 cm	CAMPO AF	Uffici	Completa
Tipo 22	IPE160 i=93cm tavelloni+soletta h=4cm+ sottofondo h=3 cm+pav.2.5 cm	CAMPO AG, AH, AI, AL	Uffici	Completa
Tipo 23	ipe140 i=90cm tavelloni+soletta h=4cm + sottofondo h=3 cm+pav.2.5 cm	CAMPO AM	Uffici	Completa
Tipo 24	travi lignee ed ipe 220 (consolidato)	CAMPO BZ		Parziale
Tipo 25	campo già ristrutturato secondo il progetto del 1996 di balattoni (profili ip240 + lamiera grecata)	CAMPO CB		Parziale
Tipo 26	travi lignee 28x32 con i=1.1m+ tavolato+ sottofondo	CAMPO NP		Parziale
Tipo 27	travi lignee 28x32 con i=1.95m+ travetti e tavolato+ malta allettamento 4 cm+tavole+ sottofondo 5cm+parquet	CAMPO NQ		Parziale
Tipo 28	solaio ricostruito nel '97 con struttura in lamiera grecata e soletta in calcestruzzo	CAMPO CB		Parziale
Tipo 29	indefinito	CAMPO NH, NI, NL, NM, NN, NO		Assente

Calpestio Piano Primo - Campo BP: Solaio con Putrelle in Acciaio

	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m3)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Putrelle in acciaio IPN 220			0.94	0.31	0.33	kN/m ²
Soletta in c.a.	1.00	0.04	1.00	25.0	1.00	kN/m ²
Tavellone in laterizio superiore	1.00	0.06	1.00	7.0	0.42	kN/m ²
Tavellone in laterizio inferiore	1.00	0.04	1.00	7.0	0.28	kN/m ²
Peso proprio (G1)					2.03	kN/m²
Pavimentazione	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Massetto di allettamento	1.00	0.02	1.00	21.0	0.42	kN/m ²
Tramezzi	1.00	1.00	1.00	1.2	1.20	kN/m ²
Intonaco intradosso	1.00	0.03	1.00	20.0	0.60	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					2.62	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.00	kN/m ²
Gk Solaio					4.65	kN/m²

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Calpestio Piano Primo - Campo BL: Solaio con Putrelle in Acciaio

	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m ³)	Peso	
	larghezza	spessore	passo		Completivo	
Putrelle in acciaio IPN 240			0.90	0.36	0.40	kN/m ²
Soletta in c.a.	1.00	0.04	1.00	25.0	1.00	kN/m ²
Tavellone in laterizio inferiore	1.00	0.06	1.00	7.0	0.42	kN/m ²
Peso proprio (G1)					1.82	kN/m²
Pavimentazione	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Massetto di allettamento	1.00	0.03	1.00	21.0	0.63	kN/m ²
Intonaco intradosso	1.00	0.03	1.00	20.0	0.60	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					1.63	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.03	kN/m ²
Gk Solaio					3.48	kN/m²

Calpestio Piano Primo - Campo BI: Solaio con Putrelle in Acciaio

	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m ³)	Peso	
	larghezza	spessore	passo		Completivo	
Putrelle in acciaio IPE 120			0.90	0.10	0.11	kN/m ²
Soletta in c.a.	1.00	0.045	1.00	25.0	1.13	kN/m ²
Tavellone in laterizio superiore	1.00	0.06	1.00	7.0	0.42	kN/m ²
Peso proprio (G1)					1.66	kN/m²
Sottofondo	1.00	0.03	1.00	20.0	0.60	kN/m ²
Pavimentazione	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Tramezzi	1.00	1.00	1.00	1.2	1.20	kN/m ²
Controsoffitto				0.4	0.40	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					2.60	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.04	kN/m ²
Gk Solaio					4.30	kN/m²

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Calpestio Piano Primo - Campo BH: Solaio con Putrelle in Acciaio

	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m ³)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Putrelle in acciaio IPE 160			0.90	0.16	0.18	kN/m ²
Soletta in c.a.	1.00	0.045	1.00	25.0	1.13	kN/m ²
Tavellone in laterizio superiore	1.00	0.06	1.00	7.0	0.42	kN/m ²
Peso proprio (G1)					1.72	kN/m²
Sottofondo	1.00	0.03	1.00	20.0	0.60	kN/m ²
Pavimentazione	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Tramezzi	1.00	1.00	1.00	1.2	1.20	kN/m ²
Controsoffitto				0.4	0.40	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					2.60	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.04	kN/m ²
Gk Solaio					4.32	kN/m²

Calpestio Piano Primo - Campo BR: Solaio con Putrelle in Acciaio

	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m ³)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Putrelle in acciaio IPE 120			0.90	0.10	0.12	kN/m ²
Tavellone in laterizio superiore	1.00	0.06	1.00	7.0	0.42	kN/m ²
Tavellone in laterizio inferiore	1.00	0.04	1.00	7.0	0.28	kN/m ²
Peso proprio (G1)					0.82	kN/m²
Pavimentazione	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Massetto di allettamento	1.00	0.035	1.00	21.0	0.74	kN/m ²
Tramezzi	1.00	1.00	1.00	1.2	1.20	kN/m ²
Intonaco intradosso	1.00	0.03	1.00	20.0	0.60	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					2.94	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.00	kN/m ²
Gk Solaio					3.75	kN/m²

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Calpestio Piano Primo - Campo BS: Solaio con Putrelle in Acciaio

	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m ³)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Putrelle in acciaio IPE 160 accoppiate			0.90	0.32	0.35	kN/m ²
Riempimento cls tra le putrelle	0.07	0.15	1.00	24.0	0.25	kN/m ²
Tavellone in laterizio superiore	1.00	0.06	1.00	7.0	0.42	kN/m ²
Tavellone in laterizio inferiore	1.00	0.04	1.00	7.0	0.28	kN/m ²
Peso proprio (G1)					1.30	kN/m²
Pavimentazione	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Massetto di allettamento	1.00	0.02	1.00	18.0	0.36	kN/m ²
Tramezzi	1.00	1.00	1.00	1.0	1.00	kN/m ²
Intonaco intradosso	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					2.16	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.00	kN/m ²
Gk Solaio					3.46	kN/m²

Calpestio Piano Primo - Campo BT: Solaio con Putrelle in Acciaio

	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m ³)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Putrelle in acciaio NP300			0.75	0.54	0.72	kN/m ²
Soletta in c.a.	1.00	0.08	1.00	25.0	2.00	kN/m ²
Tavellone in laterizio	1.00	0.06	1.00	7.0	0.42	kN/m ²
Peso proprio (G1)					3.14	kN/m²
Pavimentazione	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Massetto di allettamento	1.00	0.025	1.00	21.0	0.53	kN/m ²
Travi lignee controsoffitto	0.40	0.40	1.00	8.0	1.28	kN/m ²
in cannicciato ed Intonaco intradosso				0.5	0.50	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					2.71	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.03	kN/m ²
Gk Solaio					5.88	kN/m²

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Calpestio Piano Primo - Campo O: Solaio Ligneo con rompitratta

	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m3)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Travetti lignei	0.10	0.10	0.40	8.0	0.20	kN/m ²
Assito in legno	1.00	0.06	1.00	8.0	0.48	kN/m ²
Trave lignea di rompitratta	0.20	0.28	3.35	8.0	0.13	kN/m ²
Peso proprio (G1)					0.81	kN/m²
Pavimentazione in listelli di legno	1.00	0.04	1.00	6.0	0.24	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					0.24	kN/m²
Gk Solaio					1.05	kN/m²

Calpestio Piano Primo - Campo P: Solaio Ligneo

	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m3)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Travi principali in legno	0.19	0.26	0.65	8.0	0.61	kN/m ²
Assito in legno	1.00	0.040	1.00	8.0	0.32	kN/m ²
Peso proprio (G1)					0.93	kN/m²
Pavimentazione in listelli di legno	1.00	0.04	1.00	6.0	0.24	kN/m ²
Travicelli per sostegno pavimento (ipotesi)				0.1	0.10	kN/m ²
in cannicciato ed Intonaco intradosso				0.5	0.50	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					0.84	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.03	kN/m ²
Gk Solaio					1.80	kN/m²

Calpestio Piano Primo - Campo N: Solaio con Putrelle in Acciaio

	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m3)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Putrelle in acciaio IPN 240			0.60	0.36	0.60	kN/m ²
Riempimento isolante (lana di vetro o simile)	1.00	0.15	1.00	1.0	0.15	kN/m ²
Tavelloni in laterizio	1.00	0.05	1.00	7.0	0.35	kN/m ²
Peso proprio (G1)					1.10	kN/m²
Pavimentazione in listelli di legno	1.00	0.04	1.00	6.0	0.24	kN/m ²
Travicelli per sostegno pavimento (ipotesi)				0.1	0.10	kN/m ²
Intonaco intradosso	1.00	0.03	1.00	20.0	0.60	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					0.94	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.01	kN/m ²
Gk Solaio					2.05	kN/m²

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Calpestio Piano Primo - Campo L: Putrelle con doppi tavelloni

	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m3)	Peso	
	larghezza	spessore	passo		Complessivo	
Travi IPN140	1.00	1.00	0.80	0.14	0.18	kN/m ²
Peso proprio (G1)					0.18	kN/m²
Tavellone sup e inf	1.00	0.10	1.00	7.0	0.70	kN/m ²
Sottofondo	1.00	0.05	1.00	18.0	0.90	kN/m ²
Pavimento	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Tramezzi	1.00	1.00	1.00	1.2	1.20	kN/m ²
Intonaco intradosso	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					3.60	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.04	kN/m ²
Gk Solaio					3.82	kN/m²

Calpestio Piano Primo - Campo Q: Voltine in laterizio pieno su travi lignee

	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m3)	Peso	
	larghezza	spessore	passo		Complessivo	
Voltine in laterizio pieno	1.00	0.08	1.00	18.0	1.44	kN/m ²
Travi di sostegno lignee	0.20	0.35	1.60	8.0	0.35	kN/m ²
Peso proprio (G1)					1.79	kN/m²
Pavimentazione in listelli di legno	1.00	0.04	1.00	6.0	0.24	kN/m ²
Travicelli per sostegno pavimento (ipotesi)				0.1	0.10	kN/m ²
Intonaco intradosso	1.00	0.01	1.00	20.0	0.20	kN/m ²
in cannicciato ed Intonaco intradosso				0.5	0.50	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					1.04	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.02	kN/m ²
Gk Solaio					2.85	kN/m²

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Calpestio Piano Primo - Campo AF: Solaio con Putrelle in Acciaio

	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m ³)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Putrelle in acciaio IPE 220			0.64	0.26	0.41	kN/m ²
Soletta in c.a.	1.00	0.04	1.00	25.0	1.00	kN/m ²
Tavellone in laterizio superiore	1.00	0.06	1.00	7.0	0.42	kN/m ²
Peso proprio (G1)					1.83	kN/m²
Pavimentazione	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Massetto di allettamento	1.00	0.02	1.00	21.0	0.42	kN/m ²
Tramezzi	1.00	1.00	1.00	1.2	1.20	kN/m ²
Controsoffitto				0.4	0.40	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					2.42	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.00	kN/m ²
Gk Solaio					4.25	kN/m²

Calpestio Piano Primo - Campi AG - AH - AI - AL: Solaio con Putrelle in Acciaio

	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m ³)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Putrelle in acciaio IPE 160			0.93	0.16	0.17	kN/m ²
Soletta in c.a.	1.00	0.04	1.00	25.0	1.00	kN/m ²
Tavellone in laterizio superiore	1.00	0.06	1.00	7.0	0.42	kN/m ²
Peso proprio (G1)					1.59	kN/m²
Pavimentazione	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Massetto di allettamento	1.00	0.02	1.00	21.0	0.42	kN/m ²
Tramezzi	1.00	1.00	1.00	1.2	1.20	kN/m ²
Controsoffitto				0.4	0.40	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					2.42	kN/m²
Gk Solaio					4.01	kN/m²

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Calpestio Piano Primo - Campo AM: Solaio con Putrelle in Acciaio						
	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m ³)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Putrelle in acciaio IPE 140			0.90	0.13	0.14	kN/m ²
Soletta in c.a.	1.00	0.04	1.00	25.0	1.00	kN/m ²
Tavellone in laterizio superiore	1.00	0.06	1.00	7.0	0.42	kN/m ²
Peso proprio (G1)					1.56	kN/m²
Pavimentazione	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Massetto di allettamento	1.00	0.02	1.00	21.0	0.42	kN/m ²
Tramezzi	1.00	1.00	1.00	1.2	1.20	kN/m ²
Controsoffitto				0.4	0.40	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					2.42	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.02	kN/m ²
Gk Solaio					4.00	kN/m²

6.1.3 Piano secondo

Per la collocazione dei solai in pianta si faccia riferimento all'elaborato grafico 04SF.

Solai Esistenti- Solaio secondo piano				
Tipo	Descrizione	Campi	Destinazione d'uso	Disponibilità info per il calcolo
Tipo 1	SOLAIO IN CANNICCIATO	CAMPO CC, CA		Parziale
Tipo 2	VOLTA IN CANNICCIATO	CAMPO BX, BY, BZ, BW		Parziale
Tipo 3	IPE 220 i=51cm TAVELLONI+ SOLETTA H=5cm + SOTTOFONDO H=4,0cm + PAV.2cm CON TAVELLONI INF	CAMPO AW	Centro stampa	Completa
Tipo 4	NP 160 i=88cm TAVELLONI+ SOLETTA H=5cm + SOTTOFONDO H=4,0cm	CAMPO AX, AY, AZ, BA	Centro stampa	Completa
Tipo 5	IPE 180 i=56cm TAVELLONI+ SOLETTA H=5cm + SOTTOFONDO H=4,0cm	CAMPO BB	Uffici	Completa
Tipo 6	NP220 i=90cm TAVELLONI+ SOLETTA H=8cm + SOTTOFONDO H=6cm + PARQUET	CAMPO AR, AT		Parziale
Tipo 7	NP240 i=90cm TAVELLONI+ SOLETTA H=8cm + SOTTOFONDO H=6cm + PARQUET	CAMPO AP, AQ, AO, AS, AV	Uffici	Completa
Tipo 8	NP 260 i=90cm TAVELLONI+ SOLETTA H=8cm + SOTTOFONDO H=6cm + PARQUET	CAMPO AU	Uffici	Completa
Tipo 9	INDEFINITO	CAMPO NR	Uffici	Assente

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Calpestio Piano Secondo - Campi AO - AP - AQ - AS: Solaio con Putrelle in Acciaio

	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m3)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Putrelle in acciaio IPN 240			0.90	0.36	0.40	kN/m ²
Soletta in c.a.	1.00	0.08	1.00	25.0	2.00	kN/m ²
Tavellone in laterizio superiore	1.00	0.06	1.00	6.5	0.39	kN/m ²
Peso proprio (G1)					2.79	kN/m²
Pavimentazione	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Massetto di allettamento	1.00	0.06	1.00	21.0	1.26	kN/m ²
Tramezze					1.20	kN/m ²
Controsoffitto				0.4	0.40	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					3.26	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.04	kN/m ²
Gk Solaio					6.09	kN/m²

Calpestio Piano Secondo - Campo AU: Solaio con Putrelle in Acciaio

	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m3)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Putrelle in acciaio IPN 260			0.90	0.42	0.47	kN/m ²
Soletta in c.a.	1.00	0.08	1.00	25.0	2.00	kN/m ²
Tavellone in laterizio superiore	1.00	0.06	1.00	7.0	0.42	kN/m ²
Peso proprio (G1)					2.89	kN/m²
Pavimentazione	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Massetto di allettamento	1.00	0.02	1.00	21.0	0.42	kN/m ²
Tramezze					1.20	kN/m ²
Controsoffitto				0.4	0.40	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					2.42	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.04	kN/m ²
Gk Solaio					5.35	kN/m²

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Calpestio Piano Secondo - Campo AW: Solaio con Putrelle in Acciaio

	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m ³)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Putrelle in acciaio IPE 220			0.51	0.26	0.51	kN/m ²
Soletta in c.a.	1.00	0.05	1.00	25.0	1.25	kN/m ²
Tavellone in laterizio superiore	1.00	0.06	1.00	7.0	0.42	kN/m ²
Tavellone in laterizio inferiore	1.00	0.06	1.00	7.0	0.42	kN/m ²
Peso proprio (G1)					2.60	kN/m²
Pavimentazione	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Massetto di allettamento	1.00	0.045	1.00	21.0	0.95	kN/m ²
Tramezze					1.20	kN/m ²
Intonaco	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					2.95	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.00	kN/m ²
Gk Solaio					5.55	kN/m²

Calpestio Piano Secondo - Campi AX - AY - AZ - BA: Solaio con Putrelle in Acciaio

	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m ³)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Putrelle in acciaio IPE 160			0.88	0.16	0.18	kN/m ²
Soletta in c.a.	1.00	0.05	1.00	25.0	1.25	kN/m ²
Tavellone in laterizio superiore	1.00	0.06	1.00	7.0	0.42	kN/m ²
Tavellone in laterizio inferiore	1.00	0.06	1.00	7.0	0.42	kN/m ²
Peso proprio (G1)					2.27	kN/m²
Pavimentazione	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Massetto di allettamento	1.00	0.045	1.00	21.0	0.95	kN/m ²
Tramezze					1.20	kN/m ²
Intonaco	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					2.95	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.04	kN/m ²
Gk Solaio					5.25	kN/m²

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Calpestio Piano Secondo - Campo BB: Solaio con Putrelle in Acciaio						
	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m3)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Putrelle in acciaio IPE 180			0.56	0.19	0.34	kN/m ²
Soletta in c.a.	1.00	0.05	1.00	25.0	1.25	kN/m ²
Tavellone in laterizio superiore	1.00	0.06	1.00	7.0	0.42	kN/m ²
Tavellone in laterizio inferiore	1.00	0.06	1.00	7.0	0.42	kN/m ²
Peso proprio (G1)					2.43	kN/m²
Pavimentazione	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Massetto di allettamento	1.00	0.045	1.00	21.0	0.95	kN/m ²
Tramezze					1.20	kN/m ²
Intonaco	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					2.95	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.03	kN/m ²
Gk Solaio					5.40	kN/m²

6.1.4 Copertura

Per la collocazione dei solai in pianta si faccia riferimento all'elaborato grafico 05SF.

Solaio di Copertura - Zona "A": Solaio con Travi in Legno e Pianelle						
	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m3)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Travi lignee principali	0.20	0.25	0.80	8.0	0.50	kN/m ²
Travicelli lignei	0.04	0.08	0.25	8.0	0.10	kN/m ²
Pianelle in laterizio	1.00	0.04	1.00	18.0	0.72	kN/m ²
Peso proprio (G1)					1.32	kN/m²
Copertura in coppo tradizionale				0.7	0.70	kN/m ²
Massetto di allettamento				0.4	0.40	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					1.10	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.03	kN/m ²
Gk Solaio					2.45	kN/m²

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Solaio di Copertura - Zona "B": Solaio con Travi in Legno e Pianelle						
	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m3)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Travicelli lignei	0.04	0.08	0.25	8.0	0.10	kN/m ²
Pianelle in laterizio	1.00	0.04	1.00	18.0	0.72	kN/m ²
Peso proprio (G1)					0.82	kN/m²
Copertura in coppo tradizionale				0.7	0.70	kN/m ²
Massetto di allettamento				0.4	0.40	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					1.10	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.08	kN/m ²
Gk Solaio					2.0	kN/m²

6.2 ANALISI DEI CARICHI DEI SOLAI PER LO STATO DI PROGETTO

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi relativa ai solai da rinforzare.

6.2.1 Piano ammezzato

Solai Esistenti- Piano Ammezzato				
Tipo	Descrizione	Campi	Destinazione d'uso	Tipo di intervento
Tipo 3	IPN 200 i=90 cm + solaio latero cementizio h=12+10	CAMPO X	Archivio	Int. 1
Tipo 4	IPN 160 i=90 cm + solaio latero cementizio h=12+10	CAMPO Y e Z	Archivio	Int. 1
Tipo 8	IPE 120 i=90cm+volterrane h=12cm e soletta di cls cm8	CAMPO AD	Deposito	Int. 1

Tipologia Interventi	
Tipo Intervento	Descrizione
Int. 1	Ricostruzione solaio in acciaio con sostituzione dei profili, posa in opera di soletta collaborante in cls alleggerito cm 5+connettori+ cordolo perimetrale e spinotti
Int. 2	rinforzo solaio in acciaio mediante demolizione soletta +posa in opera di soletta collaborante in cls alleggerito cm 5+connettori+ cordolo perimetrale e spinotti

Per la collocazione dei solai in pianta si faccia riferimento all'elaborato grafico 01IL.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Calpestio Ammezzato - Campi X,Y e Z: Solaio con Putrelle in Acciaio- Progetto						
	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m3)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Putrelle in acciaio IPE240			0.7	0.307	0.44	kN/m ²
Soletta in calcestruzzo alleggerito	1	0.05	1	16	0.80	kN/m ²
Tavelloni	1	0.06	1	7	0.42	kN/m ²
Peso proprio (G1)					1.66	kN/m²
Pavimentazione	1	0.02	1	20	0.40	kN/m ²
Pannello XPS spessore 8cm	1	0.8	1	0.036	0.03	kN/m ²
Massetto di allettamento	1	0.04	1	18	0.72	kN/m ²
Incidenza Tramezzi					0	kN/m ²
Intonaco intradosso	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					1.55	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.00	kN/m ²
Gk Solaio					3.21	kN/m²

Calpestio Ammezzato - Campo AD: Solaio con Putrelle in Acciaio						
	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m3)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Putrelle HEM 120			0.60	0.52	0.87	kN/m ²
Soletta in calcestruzzo alleggerito	1.00	0.05	1.00	16	0.80	kN/m ²
Peso proprio (G1)					1.67	kN/m²
Pavimentazione	1.00	0.02	1.00	25.0	0.50	kN/m ²
Massetto di allettamento	1.00	0.04	1.00	12.0	0.48	kN/m ²
Intonaco intradosso	1.00	0.02	1.00	20.0	0.30	kN/m ²
Tramezzi	1.00	1.00	1.00	1.2	1.20	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					2.48	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.00	kN/m ²
Gk Solaio					4.15	kN/m²

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

6.2.2 Piano primo

Solai Esistenti- Solaio primo piano				
Tipo	Descrizione	Campi	Destinazione d'uso	Tipo di intervento
Tipo 2	IPN220 i=94cm tavelloni + soletta h=7cm	CAMPO BP, AI ,AL	Archivio	Int. 2
Tipo 5	IPE120 i=90cm tavelloni + soletta h=4,5 cm	CAMPO BI	Uffici	Int. 1
Tipo 7	IPE120 i=90cm tavelloni + pav e sottofondo h=5,2cm+ tavellone inferiore e soffitto	CAMPO BR	Uffici	Int. 1
Tipo 14	travetti i=40 cm con trave rompitratta ed assito 2cm+pav ligneo 4 cm	CAMPO O	Uffici	Int. 2
Tipo 16	travi in legno 14x21 con i=65cm + assito cm 2.5 + 15cm vuoto + pav ligneo 4 cm	CAMPO P	Uffici	Int. 2
Tipo 17	IPN140 con i=80cm+doppi tavelloni + sottofondo+parquet	CAMPO L	Uffici	Int. 1
Tipo 18	travi lignee(20x35cm)con i=1.6m + voltine di muratura h=8cm + pav ligneo 4 cm	CAMPO Q	Uffici	Int. 2
Tipo 23	ipe140 i=90cm tavelloni+soletta h=4cm + sottofondo h=3 cm + pav.2.5 cm	CAMPO AM	Uffici	Int. 1

Tipologia Interventi	
Tipo Intervento	Descrizione
Int. 1	Ricostruzione solaio in acciaio con sostituzione dei profili, posa in opera di soletta collaborante in cls alleggerito cm 5+connettori+ cordolo perimetrale e spinotti
Int. 2	rinforzo solaio esistente

Per la collocazione dei solai in pianta si faccia riferimento all'elaborato grafico 02IL.

Calpestio Piano Primo - Campo BP: Solaio con Putrelle in Acciaio					
	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m3)	Peso Complessivo
	larghezza	spessore	passo		
Putrelle in acciaio IPN 220			0.94	0.31	0.29 kN/m ²
Soletta in calcestruzzo alleggerito	1.00	0.05	1.00	16	0.80 kN/m ²
Tavolato	1.00	0.03	1.00	7.0	0.21 kN/m ²
Tavellone esistente inferiore	1.00	0.04	1.00	7.0	0.28 kN/m ²
Peso proprio (G1)					1.58 kN/m²
Pavimentazione	1.00	0.02	1.00	18.0	0.36 kN/m ²
Massetto di allettamento	1.00	0.04	1.00	12.0	0.48 kN/m ²
Tramezzi	1.00	1.00	1.00	1.2	1.20 kN/m ²
Intonaco intradosso	1.00	0.03	1.00	20.0	0.60 kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					2.64 kN/m²
Gk Solaio					4.22 kN/m²

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Calpestio Piano Primo - Campo L,AM BR e BI: Solaio con Putrelle in Acciaio						
	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m ³)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Putrelle in acciaio HEM 120			0.80	0.52	0.65	kN/m ²
Soletta in calcestruzzo alleggerito.	1.00	0.05	1.00	16.0	0.80	kN/m ²
Tavolato	1.00	0.03	1.00	7.0	0.21	kN/m ²
Peso proprio (G1)					1.66	kN/m²
Pavimentazione	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Massetto di allettamento	1.00	0.06	1.00	12.0	0.72	kN/m ²
Tramezzi	1.00	1.00	1.00	1.2	1.2	kN/m ²
Intonaco intradosso	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Controsoffitto	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					2.07	kN/m²
Gk Solaio					3.75	kN/m²

Calpestio Piano Primo - Campo O: Solaio Ligneo con rompitratta						
	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m ³)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Travetti lignei	0.10	0.10	0.40	8.0	0.20	kN/m ²
Assito in legno	1.00	0.06	1.00	8.0	0.48	kN/m ²
Soletta in calcestruzzo alleggerito	1.00	0.05	1.00	16.0	0.80	kN/m ²
Trave lignea di rompitratta	0.20	0.28	3.35	8.0	0.13	kN/m ²
Peso proprio (G1)					1.61	kN/m²
Pavimentazione in marmo	1.00	0.025	1.00	28.0	0.70	kN/m ²
Malta di allettamento	1.00	0.02	1.00	18.0	0.36	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					1.06	kN/m²
Gk Solaio					2.67	kN/m²

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Calpestio Piano Primo - Campo P: Solaio Ligneo						
	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m ³)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Travi principali in legno	0.19	0.26	0.65	8.0	0.61	kN/m ²
Assito in legno	1.00	0.040	1.00	8.0	0.32	kN/m ²
Soletta in calcestruzzo alleggerito	1.00	0.05	1.00	25.0	1.25	kN/m ²
Peso proprio (G1)					2.18	kN/m²
Pavimentazione in marmo	1.00	0.025	1.00	28	0.70	kN/m ²
Malta di allettamento	1.00	0.02	1.00	18.0	0.36	kN/m ²
incannicciato ed Intonaco intradosso				0.5	0.50	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					1.56	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.03	kN/m ²
Gk Solaio					3.74	kN/m²

Calpestio Piano Primo - Campo Q: Voltine in laterizio pieno su travi lignee						
	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m ³)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Trave	1.00	1.00	0.80	0.43	0.54	kN/m ²
Soletta CALCESTRUZZO ALLEGGERITO	1.00	0.05	1.00	16.0	0.80	kN/m ²
Voltine in laterizio pieno	1.00	0.08	1.00	18.0	1.44	kN/m ²
Peso proprio (G1)					2.78	kN/m²
Pavimentazione in marmo	1.00	0.025	1.00	28	0.70	kN/m ²
Malta di allettamento	1.00	0.02	1.00	18.0	0.36	kN/m ²
Riempimento					1	kN/m ²
Massetto di sottofondo	1	0.06	1	14	0.84	
Intonaco intradosso	1.00	0.01	1.00	20.0	0.20	kN/m ²
Tramezzature					1.20	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					4.3	kN/m²
Gk Solaio					7.08	kN/m²

6.2.3 Piano secondo

Per la collocazione dei solai in pianta si faccia riferimento all'elaborato grafico 04SF.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Solai Esistenti- Solaio secondo piano

Tipo	Descrizione	Campi	Destinazione d'uso	Tipo di intervento
Tipo 3	IPE 220 i=51cm TAVELLONI+ SOLETTA H=5cm + SOTTOFONDO H=4,0cm+PAV.2cm CON TAVELLONI INF	CAMPO AW	Centro stampa	Int. 2
Tipo 4	NP 160 i=88cm TAVELLONI+ SOLETTA H=5cm + SOTTOFONDO H=4,0cm	CAMPO AX, AY, AZ, BA	Centro stampa	Int. 2
Tipo 5	IPE 180 i=56cm TAVELLONI+ SOLETTA H=5cm+ SOTTOFONDO H=4,0cm	CAMPO BB	Uffici	Int. 2
Tipo 7	NP240 i=90cm TAVELLONI+ SOLETTA H=8cm+ SOTTOFONDO H=6cm+ PARQUET	CAMPO AP, AS	Uffici	Int. 2
Tipo 8	NP 260 i=90cm TAVELLONI+ SOLETTA H=8cm+ SOTTOFONDO H=6cm+ PARQUET	CAMPO AU	Uffici	Int. 2

Tipologia Interventi

Tipo Intervento	Descrizione
Int. 2	rinforzo solaio in acciaio mediante demolizione soletta +posa in opera di soletta collaborante in cls alleggerito cm 5+connettori+ cordolo perimetrale e spinotti

Per la collocazione dei solai in pianta si faccia riferimento all'elaborato grafico 03IL.

Calpestio Piano Secondo - Campi AP e AS: Solaio con Putrelle in Acciaio

	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m3)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Putrelle in acciaio IPN 240			0.90	0.36	0.40	kN/m ²
Soletta in calcestruzzo alleggerito	1.00	0.05	1.00	16.0	0.80	kN/m ²
Tavellone in laterizio superiore	1.00	0.06	1.00	7.0	0.42	kN/m ²
Peso proprio (G1)					1.62	kN/m²
Pavimentazione	1.00	0.02	1.00	25.0	0.50	kN/m ²
Massetto di allettamento	1.00	0.05	1.00	12.0	0.60	kN/m ²
XPS					0.030	kN/m ²
Tramezzi					1.20	kN/m ²
Controsoffitto					0.30	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					2.60	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.03	kN/m ²
Gk Solaio					4.25	kN/m²

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Calpestio Piano Secondo - Campi AU: Solaio con Putrelle in Acciaio

	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m ³)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Putrelle in acciaio IPN 260			0.90	0.36	0.40	kN/m ²
Soletta in calcestruzzo alleggerito	1.00	0.05	1.00	18.0	0.80	kN/m ²
Tavolato	1.00	0.02	1.00	7.0	0.14	kN/m ²
Peso proprio (G1)					1.34	kN/m²
Pavimentazione	1.00	0.02	1.00	25.0	0.50	kN/m ²
Massetto di allettamento	1.00	0.05	1.00	12.0	0.60	kN/m ²
XPS					0.030	kN/m ²
Tramezzi					1.20	kN/m ²
Controsoffitto					0.30	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					2.60	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.01	kN/m ²
Gk Solaio					3.95	kN/m²

Calpestio Piano Secondo - Campi AW: Solaio con Putrelle in Acciaio

	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m ³)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Putrelle in acciaio IPN 260			0.90	0.36	0.40	kN/m ²
Soletta in calcestruzzo alleggerito	1.00	0.05	1.00	16.0	0.80	kN/m ²
Tavellone in laterizio inf. tavolato					0.42	kN/m ²
Peso proprio (G1)					1.62	kN/m²
Pavimentazione	1.00	0.02	1.00	25.0	0.50	kN/m ²
Massetto di allettamento	1.00	0.05	1.00	12.0	0.60	kN/m ²
XPS					0.030	kN/m ²
Tramezzi					1.20	kN/m ²
Controsoffitto					0.30	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					2.60	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.03	kN/m ²
Gk Solaio					4.25	kN/m²

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Calpestio Piano Secondo - Campi AX - AY - AZ – BA-BB : Solaio con Putrelle in Acciaio						
	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m3)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Putrelle in acciaio IPE 160			0.88	0.16	0.18	kN/m ²
Soletta in calcestruzzo alleggerito	1.00	0.05	1.00	16.0	0.80	kN/m ²
Tavolato	1.00	0.02	1.00	7.0	0.14	kN/m ²
Tavellone in laterizio inferiore	1.00	0.06	1.00	7.0	0.42	kN/m ²
Peso proprio (G1)					1.54	kN/m²
Pavimentazione	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Massetto di allettamento	1.00	0.050	1.00	12.0	0.60	kN/m ²
XPS					0.03	kN/m ²
Tramezzi					1.20	kN/m ²
Intonaco	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					2.60	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.01	kN/m ²
Gk Solaio					4.15	kN/m²

6.2.4 Copertura

Per la collocazione dei solai in pianta si faccia riferimento all'elaborato grafico 05SF.

Solaio di Copertura Zona A e B-Palazzo Merlato						
	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m3)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Pannello XLAM	1.00	0.06	1.00	5.5	0.33	kN/m ²
Peso proprio (G1)					0.33	kN/m²
Copertura in coppo tradizionale				0.8	0.80	kN/m ²
Manto di isolamento				0.3	0.30	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					1.10	kN/m²
Arrotondamenti e varie					0.17	kN/m ²
Gk Solaio					1.60	kN/m²

6.3 SOVRACCARICHI VARIABILI

6.3.1 Carichi accidentali

I sovraccarichi variabili sono stati determinati, in funzione dell'attuale destinazione d'uso degli ambienti ed in base a quanto indicato nella tabella 3.1.11 del DM 14/01/08 di seguito riportata.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

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

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. 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	Uffici. 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	Ambienti suscettibili di affollamento 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
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
H	Coperture e sottotetti 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 —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

Nello specifico sono stati considerati i seguenti sovraccarichi variabili:

- Uffici: categoria B2 - Uffici aperti al pubblico; sovraccarico variabile $q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$;
- Biblioteche, archivi, magazzini, depositi- Cat. E1 : sovraccarico variabile $q_k = 6,00 \text{ kN/m}^2$;
- Ambienti suscettibili di affollamento: categoria C2 - Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi; sovraccarico variabile $q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$;
- Copertura: categoria H1 - Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione; sovraccarico variabile $q_k = 0,50 \text{ kN/m}^2$.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

6.3.2 Neve

La determinazione del carico della neve agente sui solai di copertura e sui balconi sono stati effettuati in riferimento D.M. 14/01/2008 par. 3.4. "Azioni della neve". Secondo tale norma il carico da neve q_s sulla copertura è dato dall'espressione:

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

dove:

q_s è il carico da neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo [kN/m²] per un periodo di ritorno di 200 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

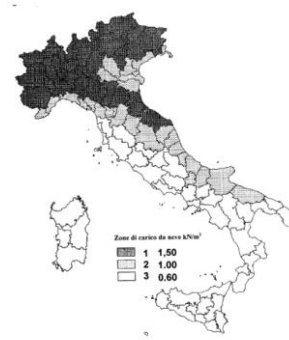


Figura 3.4.1 - Zone di carico da neve

A causa della variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona, per determinare il carico da neve al suolo q_{sk} , è necessario far riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione. A tale scopo la norma suddivide il territorio nazionale in tre diversi gruppi a seconda della frequenza delle precipitazioni nevose e per ciascuna zona individua la possibilità che l'edificio possa essere localizzato a diverse altezze sul livello del mare. Nel caso in esame, la struttura si localizza nella zona I (Emilia Romagna), ad una altezza sul livello del mare di 40 metri, per cui il corrispondente valore del carico da neve al suolo q_{sk} è pari a 1,50 kN/m². Tale carico può essere tuttavia eventualmente ridotto mediante un coefficiente C_E che tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Nel caso in esame, tuttavia, poiché nell'area in cui sorge la costruzione non è presente alcuna significativa rimozione di neve prodotta dal vento, si assumerà un coefficiente di esposizione pari a 1.0, come viene indicato dalla Tab. 3.4.I della stessa norma. Un'ulteriore riduzione del carico della neve può eventualmente essere ottenuta attraverso un coefficiente C_t che tiene conto dello scioglimento della neve causata dalla perdita di calore della costruzione, ma in assenza di uno specifico studio, anche in questo caso verrà utilizzato un $C_t = 1.0$. Per quanto riguarda invece la determinazione del coefficiente di forma μ_i , esso dipende unicamente dall'angolo α formato dalla falda del tetto con l'orizzontale. Poiché la copertura in esame è a doppia falda, con un angolo d'inclinazione di circa 22°, dovrà essere considerato un unico valore di tale coefficiente di forma che risulta pari a 0,80.

Da quanto precedentemente indicato, il carico da neve sulla copertura risulta quindi pari a:

$$q_s = 0,80 \times 1,5 \times 1,00 \times 1,00 = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

In sede di progetto il carico da neve q_s sulle coperture viene considerato pari a 1,20 kN/m².

6.3.3 Vento

L'azione del vento è calcolata in accordo con il D.M. 14 gennaio 2008 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

2) Emilia Romagna

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
2	25	750	0.015
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			25.000
α_R (T_R)			1.00073
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			25.018

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$

q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

C_e (coefficiente di esposizione)

C_p (coefficiente di forma)

C_d (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	391.20
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

Categoria di esposizione

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

ZONA 6					
	costa	mare	500m		
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	mare	costa	
	1,5 km	0,5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
	costa	
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

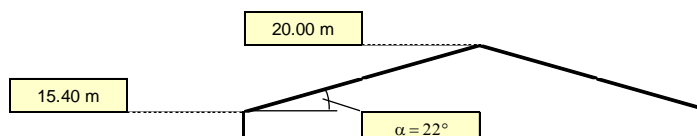
Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
2	B	0

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot C_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + C_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]	C_t
III	0.2	0.1	5	1

z [m]	C_e
$z \leq 5$	1.708
$z = 15.4$	2.425
$z = 20$	2.606

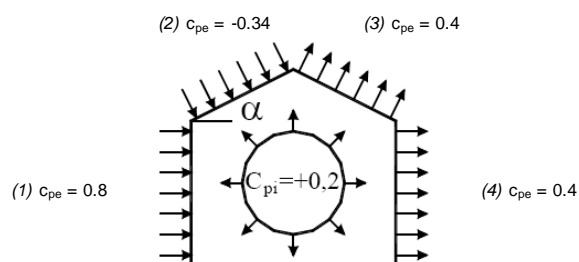


Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

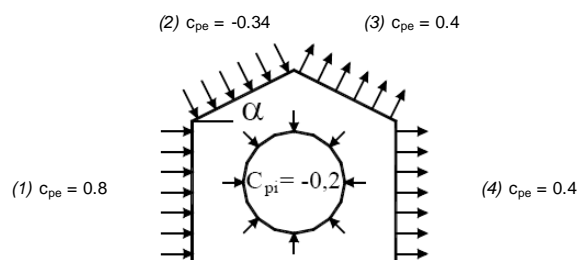
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture stagne

(1)	c_p	p [kN/mq]
	0.80	0.759
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0.34	-0.347
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.408
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.379

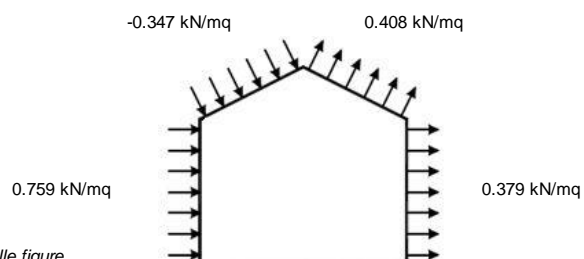


(1)	c_p	p [kN/mq]
	0.80	0.759
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0.34	-0.347
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.408
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.379



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0.759
(2)	-0.347
(3)	0.408
(4)	0.379



N.B. Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

7. 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.

Tali operazioni sono state condotte secondo gli obiettivi posti ed hanno interessato compatibilmente con il pregio storico artistico degli elementi da analizzare la totalità del fabbricato ad eccezione delle parti non di proprietà del Comune per le quali si sono ipotizzate, come già premesso, le caratteristiche meccaniche e geometriche degli elementi strutturali.

Le tipologie di prova ed i controlli eseguiti in opera sulle murature sono stati:

- Rilievo morfologico delle murature mediante indagine visiva.
- Rilievo stratigrafico delle murature mediante indagine endoscopica;
- Determinazione dello stato tensionale delle murature mediante prova con martinetto piatto singolo;
- Determinazione delle caratteristiche meccaniche e di deformazione delle murature mediante prova con martinetti piatti doppi;

Nel punto C8A.1.A.4 Costruzioni in muratura: livelli di conoscenza della Circolare 617/2009 afferma che il livello di conoscenza LC2 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali.

Per i dettagli costruttivi, come deducibile dal rapporto di prova redatto dal laboratorio, sono state effettuate verifiche in situ ricorrendo ad esame visivo previa rimozione dei rivestimenti e dell'intonacatura e ad endoscopie nella muratura che hanno consentito di esaminarne le caratteristiche sia in superficie sia nello spessore murario. I risultati dell'esame dei dettagli costruttivi sono stati estesi alle parti dell'edificio oggetto di incarico.

In merito alle proprietà dei materiali sono state condotte indagini in-situ estese che hanno visto non solo i sopracitati saggi superficiali ed interni per la tipologia di muratura presente ma anche prove con martinetto piatto singolo e doppio, prove di caratterizzazione della malta (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato...), e dei mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche), così facendo è stato possibile verificare la corrispondenza della muratura alle tipologie definite nella tabella C8A2.1 della Circolare di istruzioni allegata alle NTC2008. A completamento delle prove distruttive sono state effettuate prove sclerometriche sui corsi di malta delle murature.

Sulla base di quanto effettuato dal laboratorio che ha condotto le indagini, nonché dei numerosi sopralluoghi volti a verificare la rispondenza tra lo stato di fatto e la documentazione individuata e fornita dall'Amministrazione Comunale, possiamo a ragione affermare che per le strutture in muratura si è raggiunto, ai sensi di quanto riportato nel § C8A.1.A.4 della Circolare 617/2009, il **livello di conoscenza LC2**, in quanto si è proceduto nel rispetto di quanto indicato nei §§ C8A.1.A.1, C8A.1.A.2, C8A.1.A.3 di detta Circolare.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Si è poi proceduto ad estendere i risultati alle parti strutturali non oggetto di incarico in maniera coerente con l'analisi storica effettuata al fine di consentire un'analisi globale attendibile.

I risultati delle prove sono stati esaminati e considerati secondo quanto previsto in normativa nell'ambito di un quadro di riferimento tipologico generale che tenga conto anche dei risultati delle prove sperimentali disponibili in letteratura sino ad ora per le tipologie murarie in oggetto, e che consenta di valutare, anche in termini statistici, la effettiva rappresentatività dei valori trovati. Pertanto i risultati delle prove sono stati opportunamente confrontati con quanto riportato nella C8A2.1 della Circolare di Istruzioni allegata alle NTC2008, secondo quanto descritto al punto C8A.1.A.4.

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle diverse fasi conoscitive, è stato possibile definire il livello di conoscenza dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi e materiali), e stabilire il correlato fattore di confidenza, da utilizzare come ulteriore coefficiente parziale di sicurezza volto a tener conto delle carenze nella conoscenza dei parametri dei modelli che verranno utilizzati per l'analisi di vulnerabilità.

Al livello di conoscenza LC2, conseguito per le strutture in muratura, corrisponde un fattore di confidenza pari a $FC=1,2$ che potrà essere utilizzato nelle analisi. Per le strutture in acciaio si considererà invece un livello di conoscenza LC1 a cui corrisponde un fattore di confidenza $FC=1,35$.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

8. CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI COSTITUENTI GLI ELEMENTI STRUTTURALI

8.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLE STRUTTURE ESISTENTI NEL LORO STATO DI FATTO

8.1.1 Caratteristiche meccaniche delle murature

Nelle giornate tra il 05 ed il 07 Agosto 2009, sono state effettuate le prove diagnostiche per determinare le caratteristiche fisiche e meccaniche delle murature esistenti ad opera del laboratorio incaricato dal R.T. (rapporto di prova Labortec CSM S.r.l. N° R/093/0132). La campagna di prove è stata condotta e pianificata cronologicamente in stretta collaborazione con l'Amministrazione Comunale e nel rispetto delle esigenze del personale impiegato nei locali oggetto d'indagine.

In base all'analisi ed all'elaborazione dei risultati ottenuti dalle prove, descritte nella Relazione dei Materiali, sono stati identificati i seguenti parametri medi di resistenza delle diverse tipologie omogenee di murature individuate:

Sigla	fbc	fbc	t	ft	f	c (1)	fmc (2)	fc (3)	fv0 (MEDIA)
	Resistenza a compressione mattone	media resistenza a compressione mattone	Resistenza a taglio malta	Resistenza a trazione indiretta	Angolo	Coesione	Resistenza a compressione malta	Resistenza a compressione muratura	Resistenza a taglio muratura
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
MERLATO	24.46	19.72	0.095	0.075	32	0.112	0.084	3.181	0.075
	14.97								
VENEZIANO	22.18	26.77	0.05	0.07	32	0.06	0.04	3.679	0.07
	43.56								
	14.58								

Stante la rilevanza culturale dell'edificio e la necessità di preservarne l'integrità, nonché la notevole estensione planimetrica, le prove effettuate sulla struttura per quanto attendibili non possono ritenersi in numero statisticamente significativo, e pertanto i valori delle resistenze meccaniche dei materiali, coerentemente con quanto previsto dalle NTC Tabella C8A.1.1., non sono desunte direttamente dai risultati delle prove ma prendono in considerazione le classi discretizzate previste nella tabella C8.A.2.1 della Circolare 617/2009 sottoriportata in funzione delle tipologie murarie riscontrate.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

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, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura $< 45\%$)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura $< 45\%$)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura $< 45\%$)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

La normativa precisa che: "Nel caso delle muraure storiche, i valori indicati nella Tabella C8A.2.1 (relativamente alle prime sei tipologie) sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzino la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si assume che, per le muraure storiche, queste siano a paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di connessione trasversale (o di ammorsamento per ingranamento tra i paramenti murari)."

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Al §C8.A.2 la Circolare prevede che nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto agli elementi di valutazione, le caratteristiche meccaniche possano essere ottenute, a partire dai valori di Tabella C8A.2.1, applicando coefficienti migliorativi fino ai valori indicati nella Tabella C8A.2.2.

Si è ritenuto opportuno considerare la presenza di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti e pertanto si è applicato il coefficiente indicato nella tabella C8A.2.2 per muratura in mattoni pieni e malta di calce.

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 sbozzati, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei 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

Come descritto in precedenza, le resistenze meccaniche e i parametri elastici medi delle murature sono stati determinati sulla base dei risultati delle indagini effettuate, confrontando i valori sperimentali con le indicazioni fornite dalla normativa.

Secondo quanto previsto dalla vigente normativa i coefficienti parziali di sicurezza differiscono a seconda che si tratti di una analisi statica od una analisi sismica. Per la Statica, il §4.5.6.1 propone valori variabili da 2.0 a 3.0 mentre per la Sismica, il §7.8.1.1 indica un unico valore da adottare, pari a 2.0.

Per le verifiche statiche si adotta quindi un coefficiente $\gamma_m = 3$ mentre per le verifiche sismiche si utilizzerà un coefficiente pari a $\gamma_m = 2$.

8.1.1.1 Caratteristiche meccaniche di calcolo della muratura – Analisi Statica

Palazzo Merlato e portico annesso

Come detto in precedenza la resistenza di calcolo a compressione viene valutata considerando sia i valori trovati sperimentalmente che i valori forniti dalla norma. In particolare un coefficiente di sicurezza del materiale pari a 3 ed

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

un fattore di confidenza pari a 1,2 con coefficiente correttivo pari a 1.3 per considerare la buona tessitura della muratura e la presenza di diatoni.

$$f_d = \frac{f_k}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{3,20 \cdot 1,3}{3 \cdot 1,2} = 1,15 MPa$$

Si deve notare che la resistenza meccanica adottata è compatibile con le risultanze sperimentali.

La resistenza a taglio è invece pari a:

$$\tau_0 = \frac{0,076 \cdot 1,3}{3 \cdot 1,2} = 0,0274 MPa$$

Si è fatta un'ulteriore distinzione considerando, per i pilastri sotto il portico, una tipologia muraria a blocchi di pietra squadrata per i quali si sono utilizzate le seguenti caratteristiche meccaniche in termini di resistenza a compressione e a taglio (stante il grado di fessurazione di alcuni elementi lapidei non si è utilizzato alcun coefficiente correttivo).

$$f_d = \frac{f_k}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{7}{3 \cdot 1,2} = 1,94 MPa$$

La resistenza a taglio è invece pari a:

$$\tau_0 = \frac{0,105}{3 \cdot 1,2} = 0,0290 MPa$$

Palazzo Veneziano e portico annesso

La resistenza di calcolo a compressione per le murature del Palazzo Veneziano è pari a:

$$f_d = \frac{f_k}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{3,2 \cdot 1,3}{3 \cdot 1,2} = 1,15 MPa$$

Anche in questo caso si deve notare che la resistenza meccanica adottata è compatibile con le risultanze sperimentali.

La resistenza a taglio:

$$\tau_0 = \frac{0,07 \cdot 1,3}{3 \cdot 1,2} = 0,0250 MPa$$

Poiché le prove hanno mostrato la presenza di malta di caratteristiche meccaniche inferiori rispetto a quelle proprie della muratura di palazzo Merlato si è ritenuto opportuno penalizzarne la resistenza a taglio.

Va considerato che i pilastri sotto il portico sono ricavati da un unico blocco di pietra e pertanto nell'analisi sono state utilizzate per tali elementi le seguenti caratteristiche meccaniche in termini di resistenza media a compressione e a taglio.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Data la monoliticità dell'elemento e la conseguente assenza di ricorsi di malta la resistenza a taglio presenterebbe valori molto elevati ma favore di sicurezza si è considerato che i pilastri siano costituiti da un materiale lapideo dotato di resistenza a compressione caratteristica pari a $f_k=15$ MPa e resistenza a taglio caratteristica pari a 1.5 MPa. Pertanto le resistenze di progetto saranno pari a :

$$f_d = \frac{f_k}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{15}{3 \cdot 1,2} = 4.16 MPa$$

La resistenza media a taglio è:

$$\tau_0 = \frac{1,50}{3 \cdot 1,2} = 0,4160 MPa$$

8.1.1.2 Caratteristiche meccaniche di calcolo della muratura – Analisi Sismica

La resistenza di calcolo a compressione per le murature del Palazzo Merlato viene trovata considerando un coefficiente del materiale pari a 2 ed un fattore di confidenza pari a 1,2 con coefficiente correttivo pari a 1.3 per considerare la buona tessitura della muratura e la presenza di diatoni.

$$f_d = \frac{f_k}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{3,20 \cdot 1.3}{2 \cdot 1,2} = 1,725 MPa$$

La resistenza a taglio è:

$$\tau_0 = \frac{0,076 \cdot 1.3}{2 \cdot 1,2} = 0,041 MPa$$

Si è fatta un'ulteriore distinzione, considerando per i pilastri sotto il portico, una tipologia muraria a blocchi di pietra squadrata per i quali si sono utilizzate le seguenti caratteristiche meccaniche in termini di resistenza a compressione e a taglio (stante il grado di fessurazione di alcuni elementi lapidei non si è utilizzato alcun coefficiente correttivo).

$$f_d = \frac{f_k}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{7}{2 \cdot 1,2} = 2.91 MPa$$

La resistenza media a taglio è:

$$\tau_0 = \frac{0,105}{2 \cdot 1,2} = 0,0438 MPa$$

Palazzo Veneziano e portico annesso

La resistenza di calcolo a compressione per le murature del Palazzo Veneziano è pari a:

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

$$f_d = \frac{f_k}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{3,2 \cdot 1,3}{2 \cdot 1,2} = 1,725 MPa$$

La resistenza media a taglio:

$$\tau_0 = \frac{0,07 \cdot 1,3}{2 \cdot 1,2} = 0,0375 MPa$$

Poiché le prove hanno mostrato la presenza di malta di caratteristiche meccaniche inferiori rispetto a quelle proprie della muratura di palazzo Merlato si è ritenuto opportuno penalizzarne la resistenza a taglio.

Va considerato che i pilastri sotto il portico sono ricavati da un unico blocco di pietra e pertanto nell'analisi sono state utilizzate per tali elementi le seguenti caratteristiche meccaniche in termini di resistenza media a compressione e a taglio.

Data la monoliticità dell'elemento e la conseguente assenza di ricorsi di malta la resistenza a taglio presenterebbe valori molto elevati ma a favore di sicurezza si è considerato che i pilastri siano costituiti da un materiale lapideo dotato di resistenza a compressione caratteristica pari a $f_k = 15$ MPa e resistenza a taglio caratteristica pari a 1.5 MPa. Pertanto le resistenze di progetto saranno:

$$f_d = \frac{f_k}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{15}{2 \cdot 1,2} = 6.25 MPa$$

La resistenza a taglio è invece pari a:

$$\tau_0 = \frac{1,5}{2 \cdot 1,2} = 0,624 MPa$$

8.1.2 Caratteristiche meccaniche delle strutture lignee

Come già illustrato nella descrizione generale della struttura, nel complesso sono presenti diverse tipologie di strutture lignee: segnatamente alcuni dei campi dei solai di piano calpestio dell'edificio ed i solai inclinati di copertura dell'edificio.

Per quanto riguarda i solai di piano, nell'anno 1994 sono state effettuate indagini endoscopiche che hanno permesso di definire la stratigrafia degli stessi, e quindi i carichi in gioco.

Per quanto riguarda le strutture lignee di copertura, in corrispondenza della Sala Consigliare e della Sala Pre-Consigliare, la struttura portante è costituita da una serie di capriate lignee asimmetriche con monaco e saette su cui poggiano le orditure del solaio di copertura con manto in coppi tradizionali. Invece il resto della copertura è costituiti da una struttura portante di travi lignee in appoggio sui timpani delle murature di controvento (copertura non spingente). La struttura secondaria è simile a quella descritta in precedenza, con travicelli lignei, pianelle in laterizio pieno e manto di copertura in coppi tradizionali.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

8.1.2.1 Caratteristiche meccaniche degli elementi lignei degli orizzontamenti di piano

Non disponendo di indagini specifiche, i parametri meccanici relativi agli elementi portanti lignei dei solai di piano sono stati ricavati a partire dalle informazioni contenute nelle relazioni del Dott. Ing. Ivanoe Balatroni, ed in particolare dalla relazione “Consulenza statica al progetto di ristrutturazione della Residenza Municipale di Ravenna; Parte Seconda: III Edizione: Verifiche (diagnosi) e progetto dei rimedi (terapia) per le strutture dei solai.”

8.1.2.2 In detta relazione il Dott. Ing. Ivanoe Balatroni definisce il legno delle travi portanti dei solai piani come un legno di conifera di classe III, indicandone una tensione ammissibile pari a 70 kg/cmq. Tali indicazioni permettono di classificare il legname descritto dal Dott. Ing. Ivanoe Balatroni entro quelli riportati nel prospetto 3 dell'Appendice A della norma UNI 11119 come di seguito evidenziato.

Specie	Categoria in opera	Tensioni massime (N/mm ²)					
		compressione		flessione statica	trazione parallela alla fibratura ¹⁾	taglio (parallelo alla fibratura)	modulo di elasticità a flessione
		parallela alla fibratura	perpendicolare alla fibratura				
Abete bianco (Abies alba Mill.)	I	11	2,0	11,5	11	0,9	13 000
	II	9	2,0	10	9	0,8	12 000
	III	7	2,0	7,5	6	0,7	11 000
Abete rosso (Picea abies Karst.)	I	10	2,0	11	11	1,0	12 500
	II	8	2,0	9	9	0,9	11 500
	III	6	2,0	7	6	0,8	10 500
Larice (Larix spp.)	I	12	2,5	13	12	1,1	15 500
	II	10	2,2	11	9,5	1,0	14 500
	III	7,5	2,0	8,5	7	0,9	13 500
Pini (Pinus spp.)	I	11	2,0	12	11	1,0	13 000
	II	9	2,0	10	9	0,9	12 000
	III	7	2,0	8	6	0,8	11 000
Castagno (Castanea sativa Mill.)	I	11	2,0	12	11	0,8	10 000
	II	9	2,0	10	9	0,7	9 000
	III	7	2,0	8	6	0,6	8 000
Pioppo (Populus spp.)	I	10	1,5	10,5	9	0,6	9 000
	II	8	1,5	8,5	7	0,5	8 000
	III	6	1,5	6,5	4,5	0,4	7 000
Quercia (Quercus spp.)	I	12	3,0	13	12	1,2	13 500
	II	10	2,5	11	10	1,0	12 500
	III	7,5	2,2	8,5	7	0,9	11 500

1) La tensione massima a trazione perpendicolare alla fibratura si assume convenzionalmente uguale a zero.

Per determinare i valori di tutte le grandezze meccaniche da utilizzare per le verifiche di sicurezza secondo la normativa attuale, si è posta l'uguaglianza tra la tensione ammissibile indicata dal Dott. Ing. Ivanoe Balatroni ed il valore di calcolo definito secondo il § 4.4.6 delle NTC2008.

$$\sigma_{amm} = f_d = \frac{k_{mod} f_k}{\gamma_M} \Rightarrow f_k = 13.5 MPa$$

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

dove k_{mod} e γ_M sono definiti ai punti § 4.4.6 e § 4.4.7 delle NTC2008.

Il valore di resistenza a flessione caratteristico così calcolato è riconducibile ad un legno di classe C14, così come definito dalla norma UNI EN 338.

Nei calcoli successivi si fa quindi riferimento ai parametri meccanici caratteristici riportati in tabella con riferimento alla classe C14:

-Classi di resistenza secondo EN 338, per legno di conifere e di pioppo

Valori di resistenza modulo elastico e massa volumica		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Resistenze [MPa]													
flessione	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0.4	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2.0	2.2	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.1	3.2
taglio	$f_{v,k}$	1.7	1.8	2.0	2.2	2.4	2.5	2.8	3.0	3.4	3.8	3.8	3.8
Modulo elastico [GPa]													
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	7	8	9	9.5	10	11	11.5	12	13	14	15	16
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	4.7	5.4	6.0	6.4	6.7	7.4	7.7	8.0	8.7	9.4	10.0	10.7
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0.23	0.27	0.30	0.32	0.33	0.37	0.38	0.40	0.43	0.47	0.50	0.53
modulo di taglio medio	G_{mean}	0.44	0.50	0.56	0.59	0.63	0.69	0.72	0.75	0.81	0.88	0.94	1.00
Massa volumica [kg/m³]													
massa volumica caratteristica	ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
massa volumica media	ρ_m	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550

Poiché le NTC2008 non trattano espressamente le strutture in legno esistenti, la determinazione delle grandezze meccaniche di progetto viene effettuata seguendo le indicazioni di cui al punto § 4.4.6 delle NTC2008, valide per le nuove costruzioni.

8.1.2.3 Caratteristiche meccaniche degli elementi lignei delle coperture

Sulle coperture è stato effettuato un rilievo geometrico abbastanza dettagliato, ma non si dispone di alcuna prova sugli elementi strutturali. In mancanza di dati sulle caratteristiche meccaniche, per analogia con gli orizzontamenti lignei dei piani inferiori, si ipotizza la presenza dello stesso tipo di legno considerato per gli orizzontamenti piani.

8.1.3 Caratteristiche meccaniche delle strutture in acciaio

Come già illustrato nella descrizione generale della struttura, nel complesso sono presenti diverse tipologie di solai tra cui numerosi campi di solaio in putrelle e tavelloni.

Su tali solai nell'anno 1994 sono state effettuate indagini endoscopiche che hanno permesso di definire la stratigrafia degli stessi, e quindi i carichi in gioco. Non disponendo di indagini specifiche, i parametri meccanici

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

relativi agli elementi portanti in acciaio dei solai putrelle e tavelloni sono stati ricavati dalle informazioni raccolte dalle relazioni di calcolo del Dott. Ing. Ivano Balatoni, ed in particolare dalla relazione “Consulenza statica al progetto di ristrutturazione della Residenza Municipale di Ravenna; Parte Seconda: III Edizione: Verifiche (diagnosi) e progetto dei rimedi (terapia) per le strutture dei solai.”

In tale relazione il Dott. Ing. Ivano Balatoni ritiene idonei i solai nei quali la massima tensione dell'acciaio delle putrelle del solaio è inferiore o di poco superiore ai 1600 kg/cm². Tale valore corrisponde, secondo le indicazioni della normativa all'epoca vigente, alla tensione ammissibile di un acciaio di classe Fe360B, le cui caratteristiche sono paragonabili a quelle di un odierno acciaio di classe S235.

Tensione ammissibile		
Materiale	σ_{adm} N/mm ²	
	$t \leq 40$	$t > 40$
Fe 360	160	140
Fe 430	190	170
Fe 510	240	210
t = spessore in mm.		

Stato limite		
Materiale	f_d N/mm ²	
	$t \leq 40$	$t > 40$
Fe 360	235	210
Fe 430	275	250
Fe 510	355	315
t = spessore in mm.		

Nel prosieguo si farà quindi riferimento ad un acciaio di classe S235, per il quale si possono assumere nei calcoli i seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} :

- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 235$ N/mm²
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 360$ N/mm²

Per la definizione dei parametri di progetto, si seguono le indicazioni del capitolo 8 delle NTC 2008 e quanto indicato al punto §C8.7.2.4 della Circolare n.617/2009. Avendo a disposizione il rilievo geometrico e non avendo potuto effettuare indagini in-situ limitate sui dettagli costruttivi e sulle proprietà dei materiali si è considerato un livello di conoscenza pari ad LC1, al quale corrisponde un **fattore di confidenza FC=1.35**.

Per le analisi statiche lineari, nella valutazione dei meccanismi duttili il valore della resistenza di progetto da considerare è il valore di resistenza caratteristica del S235 diviso il coefficiente di sicurezza, nelle verifiche fragili invece la resistenza di progetto deve essere ulteriormente divisa per il rispettivo coefficiente parziali di sicurezza.

- Meccanismi duttili

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{F_C} \Rightarrow f_{yd} = 174 \text{ MPa}$$

- Meccanismi fragili

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M F_C} \Rightarrow f_{yd} = 165.8 \text{ MPa}$$

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

8.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI PER LE OPERE DI CONSOLIDAMENTO ED EX-NOVO

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei materiali utilizzati per le opere di nuova realizzazione, rimandando alla “*Relazione sui Materiali*” per informazioni più dettagliate in merito alle caratteristiche dei materiali utilizzati per le opere ex-novo.

8.2.1 Calcestruzzo alleggerito per solette

Per la realizzazione delle solette si è previsto di utilizzare un calcestruzzo alleggerito LC 30/33 di massa D1.6.

8.2.2 Barre per inghisaggi nella muratura

Per gli inghisaggi nella muratura solette è previsto l'utilizzo di barre di armatura ad aderenza migliorata in acciaio di classe **B450C** con tensione caratteristica a snervamento $f_{yk} = 450$ MPa.

8.2.3 Acciaio da carpenteria

L'acciaio utilizzato è del tipo S275 avente le seguenti caratteristiche:

- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 275$ N/mm²
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 430$ N/mm²

Il coefficiente parziale di sicurezza associato a questo materiale ed utilizzato nelle verifiche in accordo con le normative vigenti è $\gamma_m = 1,05$.

I bulloni e le barre filettate utilizzati negli interventi di miglioramento sismico della struttura in esame sono definiti come “*bulloni ad alta resistenza*” ed appartengono alla **classe 8.8**, le cui caratteristiche meccaniche sono:

- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 640$ N/mm²
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 800$ N/mm²

8.2.4 Legno per travi di copertura ex novo

Il legno utilizzato per le travi ex novo di copertura è un legno lamellare di classe GL28h aventi le caratteristiche meccaniche definite dalla norma UNI EN 1194.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Classi di resistenza del legno lamellare		GL24h	GL28h	GL32h	GL36h
Resistenze (in N/mm²)					
Flessione	$f_{m,g,k}$	24	28	32	36
Trazione parallela	$f_{t,0,g,k}$	16,5	19,5	22,5	26
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,g,k}$	0,4	0,45	0,5	0,6
Compressione parallela	$f_{c,0,g,k}$	24	26,5	29	31
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,g,k}$	2,7	3,0	3,3	3,6
Taglio	$f_{v,g,k}$	2,7	3,2	3,8	4,3
Moduli elastici (in kN/mm²)					
Medio parallelo alle fibre	$E_{0,g,mean}$	11,6	12,6	13,7	14,7
Caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,g,05}$	9,4	10,2	11,1	11,9
Medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,g,mean}$	0,39	0,42	0,46	0,49
Modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$	0,72	0,78	0,85	0,91
Massa volumica (in kg/m³)					
Massa volumica	$\rho_{g,k}$	380	410	430	450

8.2.5 Pannello XLAM

Il pannello XLAM utilizzato per il consolidamento della copertura è un pannello in legno massello di classe C24 (le cui caratteristiche sono definite in accordo con la norma UNI EN 338) composto da 3 lamelle ciascuna di spessore 20mm.

Valori di resistenza modulo elastico e massa volumica		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Resistenze [MPa]													
flessione	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0.4	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2.0	2.2	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.1	3.2
taglio	$f_{v,k}$	1.7	1.8	2.0	2.2	2.4	2.5	2.8	3.0	3.4	3.8	3.8	3.8
Modulo elastico [GPa]													
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	7	8	9	9.5	10	11	11.5	12	13	14	15	16
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	4.7	5.4	6.0	6.4	6.7	7.4	7.7	8.0	8.7	9.4	10.0	10.7
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0.23	0.27	0.30	0.32	0.33	0.37	0.38	0.40	0.43	0.47	0.50	0.53
modulo di taglio medio	G_{mean}	0.44	0.50	0.56	0.59	0.63	0.69	0.72	0.75	0.81	0.88	0.94	1.00
Massa volumica [kg/m³]													
massa volumica caratteristica	ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
massa volumica media	ρ_m	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550

8.2.6 Tessuti in fibra di acciaio galvanizzato

La progettazione degli interventi di rinforzo delle strutture verticali in muratura è stata effettuata considerando tessuti uniassiali formati da micro-trefoli di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza le cui principali caratteristiche meccaniche sono riportate di seguito, rimandando alla "Relazione sui Materiali" per maggiori dettagli:

- Spessore equivalente del nastro secco: $t_{nastro} \approx 0,084 \text{ mm}$
- Resistenza a trazione del nastro: $\sigma_{nastro} > 3000 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità normale del nastro: $E_{nastro} > 190 \text{ GPa}$

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

- Deformazione a rottura del nastro: $\epsilon_{\text{nastro}} > 2,0 \%$

8.2.7 Barre elicoidali in acciaio inox per ristilatura armata di muratura

Per gli interventi di consolidamento delle murature mediante ristilatura armata si prevede di utilizzare barre elicoidali in acciaio inox AISI 304 AISI304 le cui principali caratteristiche meccaniche sono riportate di seguito, rimandando alla “Relazione sui Materiali” per maggiori dettagli:

- Area nominale della barra: $A_{\text{elica}} = 8 \text{ mm}^2$;
- Carico di rottura a trazione: $N > 10 \text{ kN}$;
- Resistenza a trazione della barra: $\sigma_{\text{barra}} > 1250 \text{ MPa}$;
- Carico di rottura a taglio della barra: $T > 6 \text{ kN}$;
- Resistenza a taglio della barra: $\tau > 750 \text{ MPa}$;
- Modulo di elasticità della barra: $E_{\text{barra}} > 160 \text{ GPa}$;
- Deformazione a rottura della barra : $\epsilon_{\text{barra}} > 5,5\%$
-

8.2.8 Elementi in laterizio

Per la realizzazione di interventi di scuci e cucì su murature esistenti e per la chiusure di nicchie si prevede l'utilizzo di **elementi portanti in laterizio pieno**. 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.

8.2.9 Malte a base di calce idraulica naturale

Per il consolidamento delle murature esistenti, l'applicazione di tessuti in fibra di acciaio e per l'inghisaggio di barre nella muratura si prevede di utilizzare malte a base di calce idraulica naturale NHL 3.5 a norma EN 459-1 avente classe di resistenza **M15**.

8.2.10 Ancoraggi ad iniezione controllata

Per il consolidamento dei merli più bassi di Palazzo Merlato vengono impiegati ancoraggi multibarra ad iniezione controllata con calza tipo MRBOS od equivalente. Le barre di ancoraggio utilizzate sono del tipo ad aderenza migliorata in acciaio inossidabile AISI 304 con tensione di rottura a trazione 550 N/mm^2 e tensione di snervamento 500 N/mm^2 .

Per il consolidamento dei merli più alti di Palazzo Merlato vengono impiegati ancoraggi ad iniezione controllata con calza tipo GBOS od equivalente. Le barre di ancoraggio utilizzate sono del tipo ad aderenza migliorata in acciaio inossidabile AISI 304 con tensione di rottura a trazione 750 N/mm^2 e tensione di snervamento 650 N/mm^2 .

Per l'iniezione degli ancoraggi con calza si prevede l'utilizzo di una malta avente e seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza a compressione a 28 giorni $\sigma_c \geq 51.5 \text{ MPa}$
- Resistenza a trazione per flessione a 28 giorni $\sigma_t \geq 4.5 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità a 28 giorni $E > 28 \text{ MPa}$

9. DISPOSIZIONI ATTUATIVE: IL DM 14 GENNAIO 2008

9.1 REQUISITI DI SICUREZZA

Come già espresso in premessa, la verifica di sicurezza di un edificio esistente deve seguire le direttive impartite dal capitolo 8 del DM 14 gennaio 2008 e dal C8 e appendice C8A della Circolare applicativa, le quali guidano il progettista sia nella definizione del livello di acquisizione dati da raggiungere per una certa tipologia di edificio e sia sui requisiti di sicurezza da rispettare e le modalità di analisi da applicare.

Per la valutazione della sicurezza secondo le NTC2008 si adottano i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d \text{ dove}$$

- 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.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{mi} e γ_{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.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

La norma impone che nella valutazione della sicurezza degli costruzioni esistenti in muratura si effettui la verifica degli stati limite definiti al § 3.2.1 delle NTC 2008, con le precisazioni riportate al § 8.3.

9.2 AZIONE SISMICA-STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA , STATO LIMITE DI DANNO E DI OPERATIVITÀ

In ottemperanza a quanto previsto al § 7.3.6 e § 7.3.7 delle NTC 2008, i fini della valutazione della sicurezza nei riguardi dell'azione sismica occorre, verificare la costruzione per lo stato di salvaguardia della vita umana (SLV) per lo stato limite di danno (SLD) e per lo stato limite di operatività (SLO) così definiti:

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

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

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

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

Per SLV saranno effettuate verifiche in termini di resistenza.

Per SLD occorrerà effettuare verifiche in termini di resistenza in quanto, secondo il § 7.3.7.1 per costruzioni di Classe III e IV, se si vogliono limitare i danneggiamenti strutturali, per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo SLD (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) ed attribuendo ad η il valore di $2/3$, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d).

Per SLO per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione. Questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai $2/3$ del seguente limite valido per strutture in muratura ordinaria:

$$d_r < 0,003 h \quad (7.3.18)$$

dove:

- d_r è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4,
- h è l'altezza del piano.

9.3 CARICHI E MASSE PER LA VERIFICA SISMICA

Come è ben noto forza-peso e massa sono legate dalla relazione $P = mg$ dove P è la forza peso, m è la massa e g l'accelerazione di gravità. E' dunque possibile ottenere le masse sismiche dividendo i pesi per g cioè $m = P/g$.

Il D.M. 14/01/2008, § 3.2.4 prevede che i carichi da trasformare in masse siano quelli associati alla seguente combinazione di carichi statici:

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

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

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 2.5.I del D.M. 14/01/2008, qui riportata in stralcio.

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{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 ≤ 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 ≤ 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

9.4 COMBINAZIONE DI CARICO STATICA

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 è la seguente, prevista al § 2.5.3 delle NTC 2008

$$F_d = \gamma_{g1} G_1 + \gamma_{g2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \sum (\gamma_{Qki} \psi_{0i} Q_{ki})$$

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
- ψ_{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 stralcio.

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾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.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

9.5 COMBINAZIONI DI CARICO SISMICA ALLO SLV

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

$$F_d = E + G_1 + G_2 + \sum (\psi_{2i} Q_{ki})$$

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;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente dell'azione variabile Q_i ;
- Q_{ki} valore caratteristico della azione variabile Q_i .

Poiché il miglioramento 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.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

10.CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA E SPETTRO DI PROGETTO SLV SLD, SLO

Poiché il sisma è un processo stocastico dipendente da variabili aleatorie nello spazio e nel tempo, ai fini progettuali è possibile stabilire solo in termini statistici le accelerazioni massime legate ai sismi che potranno cimentare, in futuro, la struttura.

La pericolosità sismica di un sito è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo, in detto sito si verifichi un evento sismico di entità pari o superiore ad un valore prefissato di intensità I_0 caratterizzato da un determinato periodo di ritorno (il tempo che intercorre tra eventi successivi della medesima intensità).

Nelle NTC 2008, tale lasso di tempo, espresso in anni, è denominato “periodo di riferimento” V_R e la probabilità che tale intensità I_0 venga superata nel tempo V_R è denominata “probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento” P_{V_R}

L' allegato A delle Nuove Norme Tecniche impone che come parametro che definisce l'intensità sismica I_0 si assuma l'accelerazione di picco del terreno (PGA) indicata con a_g il cui valore va desunto direttamente dalle mappe probabilistiche della pericolosità sismica del territorio nazionale frutto del “Progetto S1 Proseguimento della assistenza al DPC per il completamento e la gestione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 e progettazione di ulteriori sviluppi” condotto dall'INGV.

Come precedentemente espresso si è scelto di sottoporre a verifica la struttura per i due stati limite SLV ed SLD.

Riferendoci a quanto espresso dalle NTC 2008 al § 3.2.1 e relativa tabella

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

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

Scegliere uno stato limite SLV implica considerare una $P_{V_R}=10\%$ nel tempo V_R , per SLD avremo $P_{V_R}=63\%$; e per SLO $P_{V_R}=81\%$; a tali P_{V_R} cui corrisponde un evento con tempo di ritorno T_R perché la probabilità di eccedenza di un evento in n anni ossia la probabilità che, nel nostro caso, in n anni si verifichi almeno un terremoto di intensità superiore o uguale ad un valore assegnato (assumendo che il terremoto sia descritto da un processo stocastico senza memoria e che i parametri del processo non mutino nel tempo) è data dalla distribuzione esponenziale:

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

$$P[I \geq I_0] = 1 - e^{-\lambda t}$$

Dove : $\lambda = \frac{1}{T_{NCR}}$ con T_{NCR} intervallo medio tra due sismi con $I \geq I_0$

E quindi il tempo di ritorno di un terremoto che ha una data probabilità di eccedenza $P[I > I_0]$ in n anni sarà:

$$T_{NCR} = \frac{1}{\lambda} = \frac{1}{n} \left(\ln \frac{1}{1 - P[I \geq I_0]} \right)$$

Ai fini della determinazione dell'azione sismica da considerare si procederà nel seguente modo:

- Verrà preliminarmente valutato il periodo di riferimento V_R della costruzione (espresso in anni), ottenuto come prodotto tra la vita nominale V_N fissata all'atto della progettazione ed il coefficiente d'uso C_u che compete alla classe d'uso nella quale la costruzione ricade (v. § 2.4 delle NTC 2008).
- Si ricaverà poi, per lo stato limite scelto e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , il periodo di ritorno T_R del sisma con la precedente relazione.
- Ottenuto il valore di T_R corrispondente allo stato limite considerato si otterranno, al variare del sito nel quale la costruzione sorge ed utilizzando se possibile i dati riportati negli Allegati A e B alle NTC, l'accelerazione del suolo a_g e le forme dello spettro di risposta di progetto

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

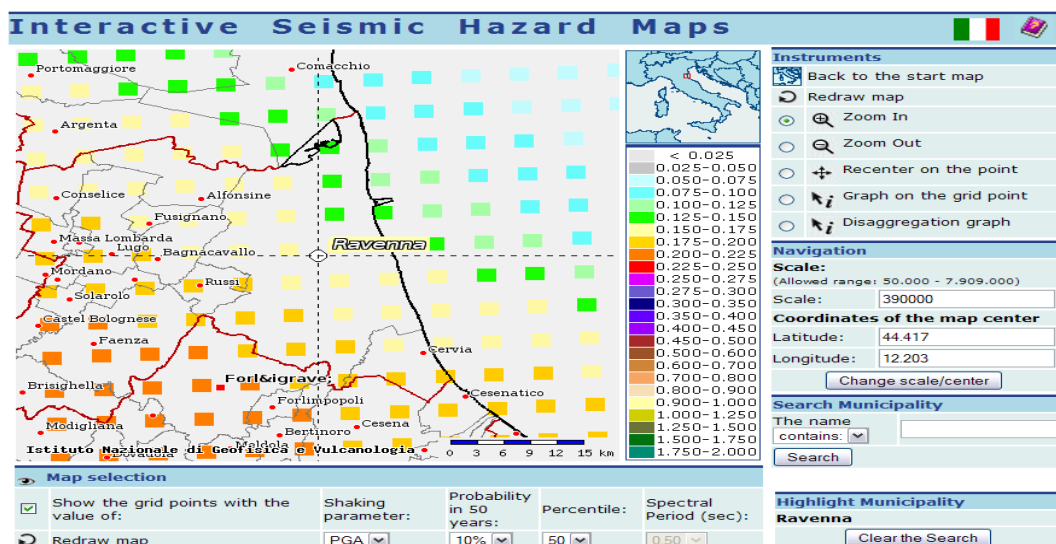
La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4.

Occorrerebbe pertanto riferirsi alle mappe di pericolosità INGV che indicano le accelerazioni di picco al suolo, da assumere come parametro dell'intensità sismica che possono essere desunte dal sito: http://esse1-gis.mi.ingv.it/s1_en.php?restart=0

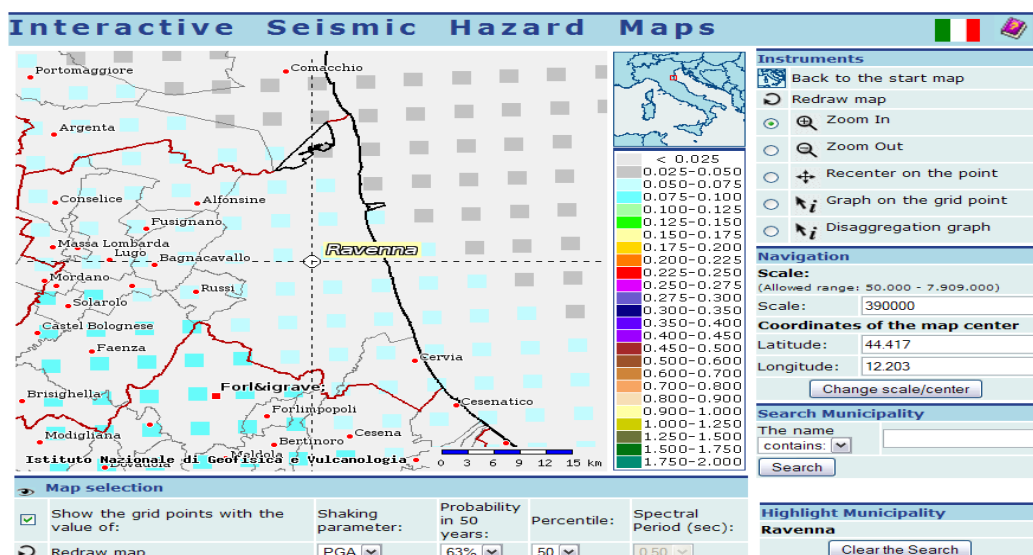
Il sistema consente di visualizzare e interrogare mappe probabilistiche della pericolosità sismica del territorio nazionale, rappresentata con diversi parametri dello scuotimento.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Le mappe seguenti riportano i punti della griglia corrispondenti alla distribuzione del 50° percentile con probabilità di superamento del 10% in 50 anni e del 63% in 50 anni del parametro dello scuotimento, $a(g)$ (accelerazione orizzontale massima del suolo, come definita dall'OPCM 3519/2006, corrisponde a quella che in ambito internazionale viene chiamata PGA l'unità di misura è g, vale a dire l'accelerazione di gravità, corrispondente a 9.8m/sec^2).

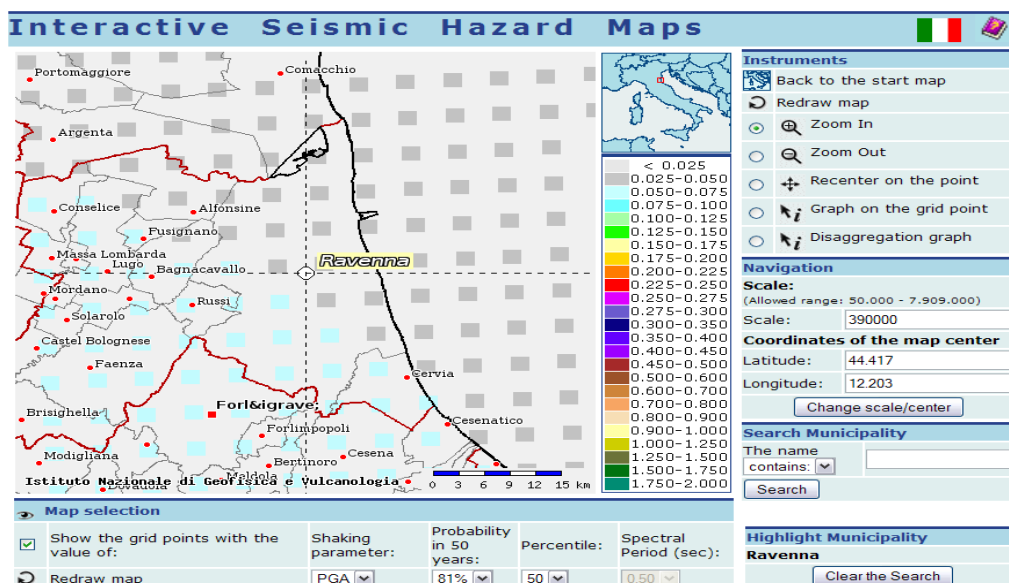


$P_{VR}=10\%$ in 50 anni



$P_{VR}=63\%$ in 50 anni

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale



$$P_{VR}=81\% \text{ in } 50 \text{ anni}$$

Figura 1 Mappa di scuotimento

Considerando il 50°percentile Per il territorio comunale di Ravenna dette accelerazioni sono comprese tra 0.15 e 0.175 (per $P_{VR}=10\%$ in 50 anni) , 0.050-0.075 ($P_{VR}=63\%$ in 50 anni) e 0.025-0.05 ($P_{VR}=81\%$ in 50 anni) volte l' accelerazione di gravità e quindi di un certo rilievo .

In realtà la situazione espressa sinora è propria di un periodo di riferimento $V_R=50$ anni ma le NTC2008 in presenza di azioni sismiche, per tener conto delle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, suddivide le costruzioni in quattro classi d'uso che impongono nel passaggio da una classe alla successiva l'incremento crescente della gravosità dell'azione sismica considerata attraverso l'aumento del periodo di riferimento. V_R della costruzione (espresso in anni).

Tale valore è ottenuto come prodotto tra la vita nominale V_N fissata all'atto della progettazione ed il coefficiente d'uso C_U che compete alla classe d'uso nella quale la costruzione ricade, pertanto, considerando che la vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, si ritiene di considerare un $V_N=50$ anni.

Considerato l'elenco B del **D.P.C.M. 21 ottobre 2003 Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3 e 4, dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica»** e stante la pubblicazione nel **B.U.R Emilia –Romagna n°44 del 12/03/2010 del D.G.R. 2 novembre 2009, n. 1661 recante "Approvazione elenco categorie di edifici di interesse strategico e opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile ed elenco categorie di edifici e opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso"**, il complesso oggetto di verifica viene considerato edificio

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

strategico e rilevante e pertanto è da ascrivere alla Classe d'uso IV cui corrisponde ,come chiarito al punto **C2.4.2 della Circolare, un $C_u=2$** e pertanto avremo un **$V_R=100$ anni**.

Sarà quindi possibile definire le forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale che andranno determinati:

- a_g – accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 – valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* - periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per gli stati limite considerati avremo il T_R corrispondente definito dalla seguente tabella:

Tabella 1 Tabella C.3.2.I.

Tabella C.3.2.I.- Valori di T_R espressi in funzione di V_R

Stati Limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R
Stati Limite di Esercizio (SLE)	SLO	$(^1) 30 \text{ anni} \leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	SLV	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	SLC	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq 2475 \text{ anni } (^1)$

Quindi per lo stato limite ultimo SLV si otterrà un $T_R=949$ anni , per SLD un $T_R=101$ anni, per SLO un $T_R=60$ anni

Poiché il $T_R=949$ anni non ricade tra i nove valori riportati nella Appendice B delle NTC 200808 per la determinazione dei valori a_g F_0 T_c^* occorre utilizzare un'applicazione *ad hoc rilasciata* da parte del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici conforme a quanto richiesto in Appendice A.. Questa applicazione può essere scaricata dal sito del Consiglio stesso a questo indirizzo: <http://www.cslp.it/cslp/>.

In rapporto alla variazione di T_R indicati nei grafici sottostanti otterremo i seguenti valori

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	60	0.064	2.476	0.281
SLD	101	0.082	2.475	0.285
SLV	949	0.211	2.504	0.285
SLC	1950	0.275	2.452	0.295

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

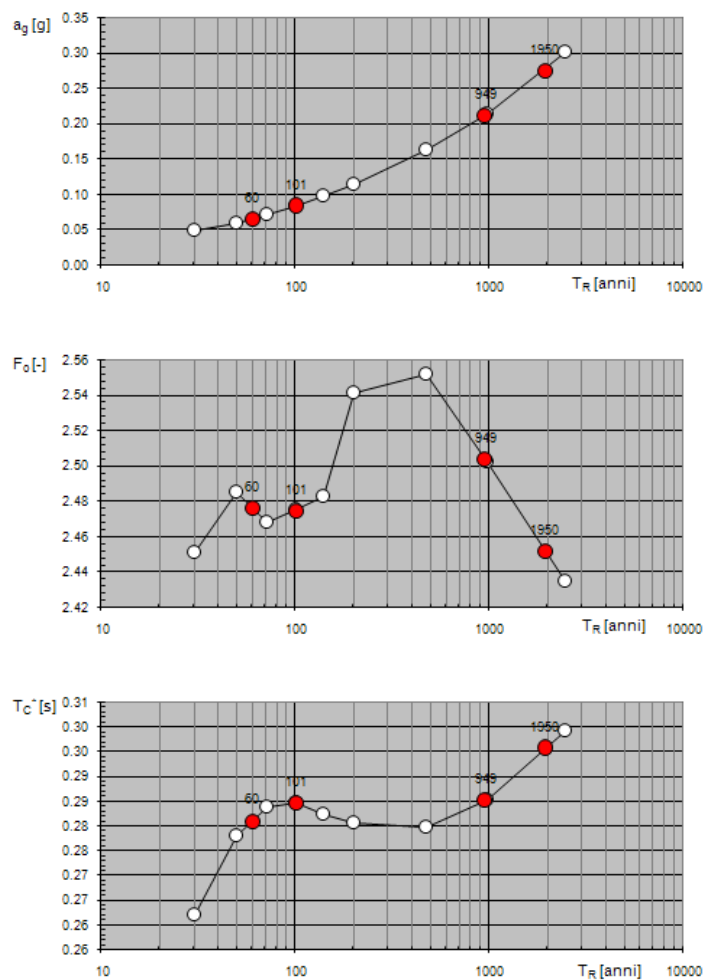


Figura 2 Parametri relativi al sito

Con tempi di ritorno T_R che si discostano da quelli necessari per la progettazione degli edifici ordinari come indicato nel seguente grafico

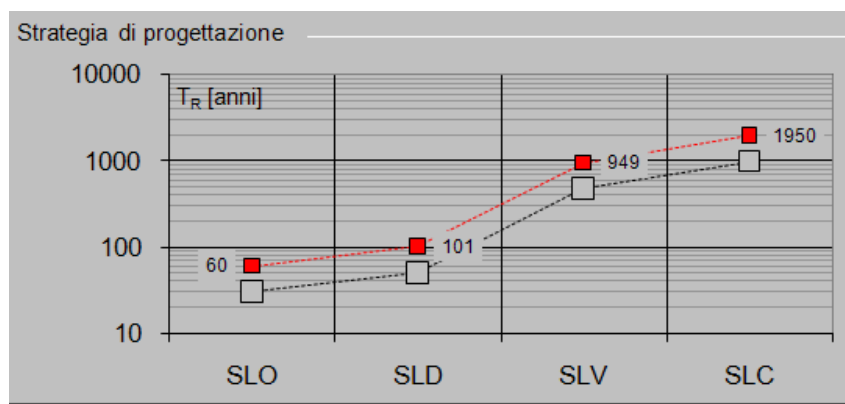


Figura 3 Strategia di progettazione

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

A tale strategia di progettazione corrispondono i seguenti spettri di risposta elastici associati a ciascuno stato limite.

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

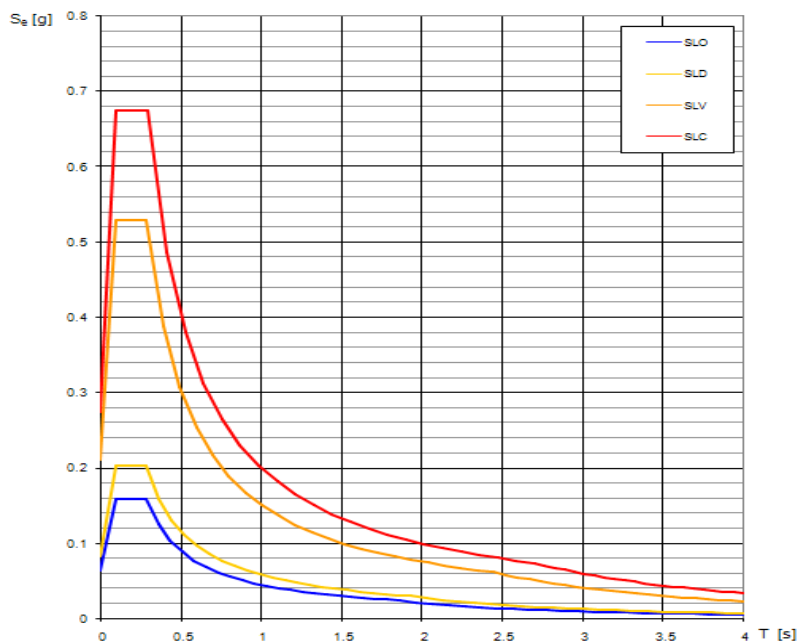


Figura 4 Spettri di riferimento

Ai fini della determinazione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3.

In assenza di tali analisi, si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III).

Tabella 2 Tabella 3.2.II NTC2008

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

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

Tramite la documentazione fornita all'amministrazione comunale di Ravenna dal Geologo Dott. Vittorio Venturini nel maggio 2006, documentazione relativa al sito della Scuola Mordani e posto a circa 200 metri dal sito in esame, è possibile ascrivere i terreni come appartenenti alla categoria D" *Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti*".

Mentre per le **Condizioni topografiche non disponendo di** specifiche analisi di risposta sismica locale si adotta la seguente classificazione (Tab. 3.2.IV):

Tabella 3 Tabella 3.2.IV NTC2008

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	<i>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$</i>
T2	<i>Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$</i>
T3	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$</i>
T4	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$</i>

Individuando la categoria in T1.

Sarà possibile in tale modo definire S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_s \cdot S_T$$

essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica .

Da tali analisi si ottengono i seguenti valori dei parametri indipendenti per lo stato limite SLV , per lo stato limite SLD ed SLO.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.211 g
F_0	2.504
T_C^*	0.285 s
S_S	1.607
C_C	2.341
S_T	1.000
q	2.250

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.082 g
F_0	2.475
T_C^*	0.285 s
S_S	1.800
C_C	2.343
S_T	1.000
q	2.250

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_g	0.064 g
F_0	2.476
T_C^*	0.281 s
S_S	1.800
C_C	2.358
S_T	1.000
q	1.800

E applicando le espressioni sotto riportate :

$$S = S_S \cdot S_T$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q$$

$$T_B = T_C / 3$$

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

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$$

Si ottengono i valori dei parametri dipendenti per lo SLV , per lo SLD e per SLO rispettivamente:

Parametri dipendenti

S	1.607
η	0.444
T_B	0.222 s
T_C	0.667 s
T_D	2.444 s

Parametri dipendenti

S	1.800
η	1.000
T_B	0.222 s
T_C	0.667 s
T_D	1.928 s

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Parametri dipendenti

S	1.800
η	1.000
T_B	0.221 s
T_C	0.663 s
T_D	1.857 s

che rientrano nelle seguenti espressioni dello **spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali**:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Ponendo $\eta = 1/q$ con q valore del fattore di struttura si ottiene lo spettro di progetto SLV. Mentre per SLD ed SLV si considera $\eta = 1$.

Il fattore di struttura q è un numero che dipende dalla duttilità della struttura ossia dalla sua capacità di superare il limite di comportamento elastico lineare e di entrare in campo plastico, tale capacità è strettamente legata alla tipologia strutturale, alla presenza di particolari accorgimenti costruttivi.

Per evitare di dover compiere analisi non-lineari in fase di progetto, la capacità di dissipare energia propria di una struttura, essenzialmente mediante il comportamento duttile dei suoi elementi e/o altri meccanismi, è tenuta in conto svolgendo un'analisi lineare basata su uno spettro di risposta ridotto, detto perciò "spettro di progetto". Questa riduzione è ottenuta introducendo il coefficiente di comportamento q .

Il valore del fattore di struttura viene definito in funzione del materiale e delle tipologie strutturali.

Al C8.7.1.2 Azione sismica della Circolare applicativa si precisa che per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del fattore q , il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:

- $q = 2,0 \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione

- $q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1$ negli altri casi

in cui α_u e α_1 sono definiti al § 7.8.1.3 delle NTC 2008. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto α_u / α_1 pari a 1,5.

Nel caso in esame tuttavia non è richiesta una valutazione del comportamento globale della struttura pertanto la definizione del fattore di struttura da adottare nelle analisi deve essere fatta sulla base delle caratteristiche dello specifico elemento strutturale considerato, sempre rispettando le indicazioni di normativa.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

11. VERIFICHE LOCALI

Come già illustrato nella premessa, a seguito degli studi effettuati in fase di progettazione preliminare, sono state evidenziate le maggiori vulnerabilità dell'edificio:

1. presenza di porzioni di muratura lesionate o degradate;
2. eccessiva deformabilità dei solai;
3. elevata vulnerabilità in copertura;
4. possibile innesco di meccanismi locali per i maschi murari;
5. vulnerabilità per i pilastri del portico di Palazzo Merlato e Palazzetto Veneziano;
6. situazioni di vulnerabilità degli elementi non strutturali.

Per analizzare tali problematiche strutturali, è stato necessario effettuare delle verifiche locali sulla struttura, esulando quindi dalla conoscenza della risposta globale dell'edificio.

Le verifiche proposte in definitiva sono:

1. valutazione della sicurezza statica dei solai;
2. valutazione della sicurezza statica e sismica della copertura;
3. analisi dei meccanismi di collasso locali fuori piano per i maschi murari;
4. progetto dell'intervento di consolidamento dei pilastri di Palazzo Merlato;
5. valutazione della sicurezza sismica degli elementi non strutturali.

11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA DEI SOLAI

11.1.1 Metodo di analisi e criteri di verifica

Per la valutazione della sicurezza statica dei solai si esegue un'analisi statica lineare secondo quanto previsto al §4.5.6 delle NTC 2008 con riferimento allo Stato Limite Ultimo e allo Stato Limite di Esercizio, seguendo le indicazioni riportate in §2.5.3. Per la combinazione delle azioni vengono considerate le seguenti Combinazioni delle Condizioni di Carico (CCC) :

- Combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{g1}G_1 + \gamma_{g2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{1k} + \sum(\gamma_{Qki}\psi_{0i}Q_{ki})$$

- Combinazione caratteristica rara (SLE):

$$G_1 + G_2 + Q_{1k} + \sum(\psi_{0i}Q_{ki})$$

Le verifiche statiche SLU per i solai di piano con elementi portanti in acciaio vengono svolte considerando la resistenza di calcolo dell'acciaio definita nel paragrafo 8.1.3 e valutando la resistenza delle membrature secondo quanto indicato al punto §4.2.4.1.2 delle NTC 2008. Le verifiche SLE prevedono il controllo dell'inflessione degli elementi strutturali in accordo con il §4.2.4.2 delle NTC 2008.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Le verifiche statiche SLU per i solai di piano con elementi portanti in legno vengono svolte considerando le caratteristiche meccaniche del legname definita nel precedente paragrafo 8.1.2.1, seguendo le indicazioni, valide per gli edifici di nuova costruzione, fornite al punto §4.2.4.1.2 delle NTC 2008. Le verifiche SLE prevedono il controllo della deformazione istantanea e a lungo termine del legno in accordo con quanto indicato al punto §4.4.7 delle NTC 2008.

11.1.2 Verifiche stato di fatto

Come già accennato non si dispone di una completa conoscenza delle caratteristiche tipologiche, stratigrafiche e geometriche dei campi di solaio del complesso, pertanto si è deciso di analizzare solo quegli orizzontamenti per i quali si hanno tutte le informazioni necessarie per poter procedere con il calcolo strutturale.

Il calcolo delle sollecitazioni e delle deformazioni dei vari solai è stato sviluppato considerando gli elementi portanti come travi in semplice appoggio e caricando gli stessi con i carichi uniformemente distribuiti derivanti dalle analisi di carico descritte nel paragrafo 6.1 e dai sovraccarichi variabili di normativa, descritti nel paragrafo 6.3.1.

11.1.2.1 Solai piano ammezzato

Solai Esistenti- Piano Ammezzato			
Tipo	Descrizione	Campi	Disponibilità info per il calcolo
Tipo 1	travi in legno 18x25 e tavelloni	Campo AA	Parziale
Tipo 2	IPE 160 e tavelloni	CAMPO AB, AC	Parziale
Tipo 3	IPN 200 i=90 cm + solaio latero cementizio h=12+10	CAMPO X	Completa
Tipo 4	IPN 160 i=90 cm + solaio latero cementizio h=12+10	CAMPO Y e Z	Completa
Tipo 5	in parte IPE160 i=61cm tavelloni+ soletta di cls 4cm, in parte ligneo travi 18x25 i=60cm+ tavelloni+ cls 4cm	CAMPO NB	Parziale
Tipo 6	solaio ligneo i=90 cm+ 2 IPN200 +tavolato + sottofondo 15 cm	CAMPO NE	Parziale
Tipo 7	solaio ligneo i=105+tavolato +sottofondo 15 cm	CAMPO CA	Parziale
Tipo 8	IPE 120 i=90cm+volterrane h=12cm e soletta di cls cm8	CAMPO AD	Completa
Tipo 9	IPN 220 i=90cm+volterrane h=12 cm e soletta di cls cm 8	CAMPO AE	Completa
Tipo 10	indefinito	CAMPO NG, NC, ND, NG	Assente

Si riporta di seguito la tabella riepilogativa delle verifiche svolte, per maggiori dettagli si rimanda alla lettura dell'allegato alla relazione di calcolo.

Campo di Solaio	Destinazione d'uso	Passo Travi	Luce Massima	Gk1	Gk2	Q var.	Carico SLU	Carico SLE	M _{SLU}	V _{SLU}	M _{SLE}	V _{SLE}
/	/	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m	KN/m	KNm	KN	KNm	KN
CAMPO X	Archivio	0.9	6.09	3.87	1.24	6.0	14.30	10.00	66.30	43.55	46.36	30.45
CAMPO Y e Z	Archivio	0.9	4.06	3.81	1.64	6.0	14.77	10.31	30.49	30.01	21.27	20.94
CAMPO AD	Deposito	0.9	3.78	3.3	2.4	3.0	11.15	7.83	14.55	25.25	10.22	14.80
CAMPO AE	Locale CED	0.9	4.935	3.54	2.4	3.0	11.44	8.05	34.82	62.92	24.51	19.86

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Campo di Solaio	Trave				Mrd	Mslu / Mrd	Check	Vrd	Vslu / Vrd	Check	Freccia Elastica	Freccia Limite	Check
	E	b	h	I									
/	MPa	m	m	cm ⁴	KNm			KN			mm	mm	
CAMPO X	2E+05	-	-	2140	43.52	152%	NV	204	21%	OK	39.85	24.36	NV
CAMPO Y e Z	2E+05	-	-	935	23.67	129%	NV	141	21%	OK	18.63	16.254	NV
CAMPO AD	2E+05	-	-	317.8	10.57	138%	NV	81	31%	OK	16.30	15.12	NV
CAMPO AE	2E+05	-	-	3060	56.4	62%	OK	157	40%	OK	9.67	19.74	OK

11.1.2.2 Solai piano primo

Solai Esistenti- Solaio primo piano				
Tipo	Descrizione	Campi	Destinazione d'uso	Disponibilità info per il calcolo
Tipo 1	solaio in legno acciaio ristrutturato secondo il progetto dell'ing. camata	CAMPO BC, BD, BE, BF, BG		Parziale
Tipo 2	IPN220 i=94cm tavelloni + soletta h=7cm	CAMPO BP	Archivio	Completa
Tipo 3	solaio ristrutturato acciaio/clis?	CAMPO BO, BN, BM		Parziale
Tipo 4	IPN240 i=90cm tavelloni + soletta h=7cm	CAMPO BL	Negozi	Completa
Tipo 5	IPE120 i=90cm tavelloni + soletta h=4,5 cm	CAMPO BI	Uffici	Completa
Tipo 6	IPN160 i=90cm tavelloni + soletta h=4,5 cm	CAMPO BH	Uffici	Completa
Tipo 7	IPE120 i=90cm tavelloni + pav e sottofondo h=5,2cm+ tavellone inferiore e soffitto	CAMPO BR	Uffici	Completa
Tipo 8	IPE160 accoppiate i=90cm tavelloni + pav e sottofondo h=3,2cm+ tavellone inferiore e soffitto	CAMPO BS	Uffici	Completa
Tipo 9	IPN300 i=75cm + tavelloni+soletta h=8cm + pavimento e sottofondo h=4,5 cm+ controsoffitto ligneo con travi 40x40 rivestite con canniccato e malta di gesso	CAMPO BT	Uffici	Completa
Tipo 10	hea 160 e tavelloni	CAMPO H'		Parziale
Tipo 11	ipe 240 e lamiera grecata (prog. ing. balatroni)	CAMPO A'		Parziale
Tipo 12	IPN240 i=60cm tavellone intradosso + doppia orditura listelli in legno sp10cm	CAMPO N	Sala Giunta (Cat.C3)	Completa
Tipo 13	laterocemento h = 12+8 +7cm massetto	CAMPO F		Parziale
Tipo 14	travetti i=40 cm con trave rompitratta ed assito 2cm+pav ligneo 4 cm	CAMPO O	Uffici	Completa
Tipo 15	travetti lignei (da 10x13 a 12x17) con arco rompitratta in muratura+ controsoffitto in canniccato	CAMPO M		Parziale
Tipo 16	travi in legno 14x21 con i=65cm + assito cm 2.5 + 15cm vuoto + pav ligneo 4 cm	CAMPO P	Uffici	Completa
Tipo 17	IPN140 con i=80cm + doppi tavelloni + sottofondo + parquet	CAMPO L	Uffici	Completa

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Tipo 18	travi lignee(20x35cm)con i=1.6m + voltine di muratura h=8cm + pav ligneo 4 cm	CAMPO Q	Uffici	Completa
Tipo 19	volta a padiglione in mattoni h=14 cm + caldana in cls cm 7,5	CAMPO I		Parziale
Tipo 20	volta in laterizio e soletta in c.a.	CAMPO R		Parziale
Tipo 21	IPE220 i=64cm tavelloni+soletta h=4cm + sottofondo h=3 cm+pav.2.5 cm	CAMPO AF	Uffici	Completa
Tipo 22	IPE160 i=93cm tavelloni+soletta h=4cm+ sottofondo h=3 cm+pav.2.5 cm	CAMPO AG, AH, AI, AL	Uffici	Completa
Tipo 23	ipe140 i=90cm tavelloni+soletta h=4cm + sottofondo h=3 cm+pav.2.5 cm	CAMPO AM	Uffici	Completa
Tipo 24	travi lignee ed ipe 220 (consolidato)	CAMPO BZ		Parziale
Tipo 25	campo già ristrutturato secondo il progetto del 1996 di balattoni (profili ip240 + lamiera grecata)	CAMPO CB		Parziale
Tipo 26	travi lignee 28x32 con i=1.1m+ tavolato+ sottofondo	CAMPO NP		Parziale
Tipo 27	travi lignee 28x32 con i=1.95m+ travetti e tavolato+ malta allettamento 4 cm+ tavelle+ sottofondo 5cm+parquet	CAMPO NQ		Parziale
Tipo 28	solaio ricostruito nel '97 con struttura in lamiera grecata e soletta in calcestruzzo	CAMPO CB		Parziale
Tipo 29	indefinito	CAMPO NH, NI, NL, NM, NN, NO		Assente

Si riporta di seguito la tabella riepilogativa delle verifiche svolte, per maggiori dettagli si rimanda alla lettura dell'allegato alla relazione di calcolo.

Campo di Solaio	Destinazione d'uso	Passo Travi	Luce Massima	Gk1	Gk2	Q var.	Carico SLU	Carico SLE	M _{SLU}	V _{SLU}	M _{SLE}	V _{SLE}
/	/	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m	KN/m	KNm	KN	KNm	KN
CAMPO L	Uffici	0.8	6.8	0.18	3.6	3.0	8.10	5.42	46.83	27.55	31.33	18.43
CAMPO N	Cat. C3	0.6	6.51	1.10	0.94	5.0	6.21	4.23	32.88	20.20	22.39	13.76
Campi AL AG AH AI	Uffici	0.93	4.305	0.17	2.42	3.0	7.77	5.20	17.99	16.72	12.04	11.19
CAMPO AM	Uffici	0.9	5.145	1.56	2.42	3.0	9.15	6.29	30.26	23.53	20.80	16.17
CAMPO AF	Uffici	0.64	6.5625	1.83	2.42	3.0	6.72	4.64	36.19	22.06	24.97	15.22
CAMPO BH	Uffici	0.9	3.78	1.72	2.60	3.0	9.57	6.59	17.10	18.09	11.77	12.45
CAMPO BI	Uffici	0.9	3.78	1.84	2.33	3.0	9.34	6.45	16.68	17.65	11.51	12.18
CAMPO BP	Archivio	0.94	6.61	2.03	2.62	6.0	14.64	10.01	79.93	48.37	54.68	33.09
CAMPO BL	Negozi	0.9	6.09	1.82	1.63	4.0	9.73	6.71	45.11	29.63	31.08	20.42
CAMPO BR	Uffici	0.9	5.25	0.82	2.94	3.0	8.97	6.08	30.89	23.54	20.93	15.95
CAMPO BS	Uffici	0.9	5.775	1.30	2.16	3.0	8.49	5.82	35.40	24.52	24.25	16.80
CAMPO BT	Uffici	0.75	9.45	3.14	2.71	3.0	9.48	6.64	105.8	44.80	74.07	31.35
CAMPO O	Uffici	1.78	4.2	0.80	0.25	3.0	10.53	7.21	23.22	22.11	15.90	15.14
CAMPO P	Uffici	0.65	4.35	0.95	2.00	3.0	5.68	3.87	13.43	12.35	9.15	8.41
CAMPO Q	Uffici	1.6	6.95	2.00	1.05	3.0	13.88	9.68	83.80	48.23	58.45	33.64

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Campo di Solaio	Trave				Mrd	Mslu / Mrd	Check	Vrd	Vslu / Vrd	Check	Freccia Elastica	Freccia Limite	Check
	E	b	h	I							mm	mm	
/	MPa	m	m	cm4	KNm			KN					
CAMPO L	2E+05	NP140		573	16.61	282%	NV	85	33%	OK	125.40	27.2	NV
CAMPO N	2E+05	IPN240		4250	71.72	46%	OK	218	9%	OK	11.07	26.04	OK
Campi AL AG AH AI	2E+05	IPE160		869.3	21.57	83%	OK	97	17%	OK	12.74	17.22	OK
CAMPO AM	2E+05	IPE140		541.2	15.38	197%	NV	77	31%	OK	50.46	20.58	NV
CAMPO AF	2E+05	IPE220		2772	49.68	73%	OK	160	14%	OK	19.24	26.25	OK
CAMPO BH	2E+05	IPE160		869	21.57	79%	OK	97	19%	OK	9.60	15.12	OK
CAMPO BI	2E+05	IPE120		317.8	10.57	158%	NV	63	28%	OK	25.67	15.12	NV
CAMPO BP	2E+05	IPN220		3060	56.4	142%	NV	187	26%	OK	38.73	26.44	NV
CAMPO BL	2E+05	IPN240		4250	71.72	63%	OK	219	14%	OK	13.46	24.36	OK
CAMPO BR	2E+05	IPE120		317.8	10.57	292%	NV	63	37%	OK	90.05	21	NV
CAMPO BS	2E+05	IPE160 acc		1738.6	43.40	82%	OK	194	13%	OK	23.07	23.1	OK
CAMPO BT	2E+05	IPN300		9800	132.0	80%	OK	339	13%	OK	33.48	37.8	OK
CAMPO O	7000	0.2	0.28	36587	19.5	119%	NV	60	37%	OK	11.40	16.8	OK
CAMPO P	7000	0.1	0.21	10805	7.7	174%	NV	18	69%	OK	23.84	17.4	NV
CAMPO Q	7000	0.2	0.35	71458	30.5	275%	NV	42	114%	NV	58.79	27.8	NV

11.1.2.3 Solai piano secondo

Solai Esistenti- Solaio secondo piano				
Tipo	Descrizione	Campi	Destinazione d'uso	Disponibilità info per il calcolo
Tipo 1	SOLAIO IN CANNICCIATO	CAMPO CC, CA		Parziale
Tipo 2	VOLTA IN CANNICCIATO	CAMPO BX,BY,BZ,BW	Archivio	Completa
Tipo 3	IPE 220 i=51cm TAVELLONI+ SOLETTA H=5cm + SOTTOFONDO H=4,0cm+PAV.2cm CON TAVELLONI INF	CAMPO AW		Parziale
Tipo 4	NP 160 i=88cm TAVELLONI+ SOLETTA H=5cm + SOTTOFONDO H=4,0cm	CAMPO AX, AY, AZ, BA	Negozi	Completa
Tipo 5	IPE 180 i=56cm TAVELLONI+ SOLETTA H=5cm+ SOTTOFONDO H=4,0cm	CAMPO BB	Uffici	Completa
Tipo 6	NP220 i=90cm TAVELLONI+ SOLETTA H=8cm+ SOTTOFONDO H=6cm+PARQUET	CAMPO AR, AT	Uffici	Completa
Tipo 7	NP240 i=90cm TAVELLONI+ SOLETTA H=8cm+ SOTTOFONDO H=6cm+PARQUET	CAMPO AP, AQ, AO, AS, AV	Uffici	Completa
Tipo 8	NP 260 i=90cm TAVELLONI+ SOLETTA H=8cm+ SOTTOFONDO H=6cm+ PARQUET	CAMPO AU	Uffici	Completa
Tipo 9	INDEFINITO	CAMPO NR	Uffici	Completa

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Si riporta di seguito la tabella riepilogativa delle verifiche svolte, per maggiori dettagli si rimanda alla lettura dell'allegato alla relazione di calcolo.

Campo di Solaio	Destinazione d'uso	Passo Travi	Luce Massima	Gk1	Gk2	Q var.	Caric o SLU	Caric o SLE	M _{SLU}	V _{SLU}	M _{SLE}	V _{SLE}
/	/	m	m	KN/m ₂	KN/m ₂	KN/m ₂	KN/m	KN/m	KNm	KN	KNm	KN
Campi "AO"	Uffici	0.9	6.46	2.8	3.26	3.0	11.73	8.15	61.1	37.8	42.5	26.3
Campi "AP"	Uffici	0.9	7.88	2.8	3.26	3.0	11.73	8.15	90.9	46.2	63.2	32.1
Campi "AQ"	Uffici	0.9	6.77	2.8	3.26	3.0	11.73	8.15	67.2	39.7	46.7	27.6
Campi "AS"	Uffici	0.9	8.87	2.8	3.26	3.0	11.73	8.15	115	52.0	80.2	36.2
Campi "AV"	Uffici	0.9	6.12	2.9	2.45	3.0	10.75	7.52	50.4	32.9	35.2	23.0
Campi "AU"	Uffici	0.9	8.95	2.9	2.45	3.0	10.75	7.52	107	48.1	75.2	33.6
Campi "AW1"	Centro Stampa	0.51	6.30	2.6	2.95	6.0	8.57	5.89	42.5	27.0	29.2	18.6
Campi "AW2"	Uffici	0.51	6.30	2.6	2.95	3.0	6.28	4.36	31.1	19.8	21.6	13.7
Campi "AX"	Centro Stampa	0.88	3.97	2.3	2.95	6.0	14.45	9.90	28.4	28.7	19.5	19.6
Campi "AY"	Centro Stampa	0.88	3.78	2.3	2.95	6.0	14.45	9.90	25.8	27.3	17.7	18.7
Campi "AZ"	Centro Stampa	0.88	3.57	2.3	2.95	6.0	14.45	9.90	23.0	25.8	15.8	17.7
Campi "BA"	Centro Stampa	0.88	4.20	2.3	2.95	6.0	14.45	9.90	31.8	30.3	21.8	20.8
Campi "BB"	Uffici	0.88	3.51	2.45	2.95	3.0	10.66	7.39	16.4	18.7	11.4	13.0

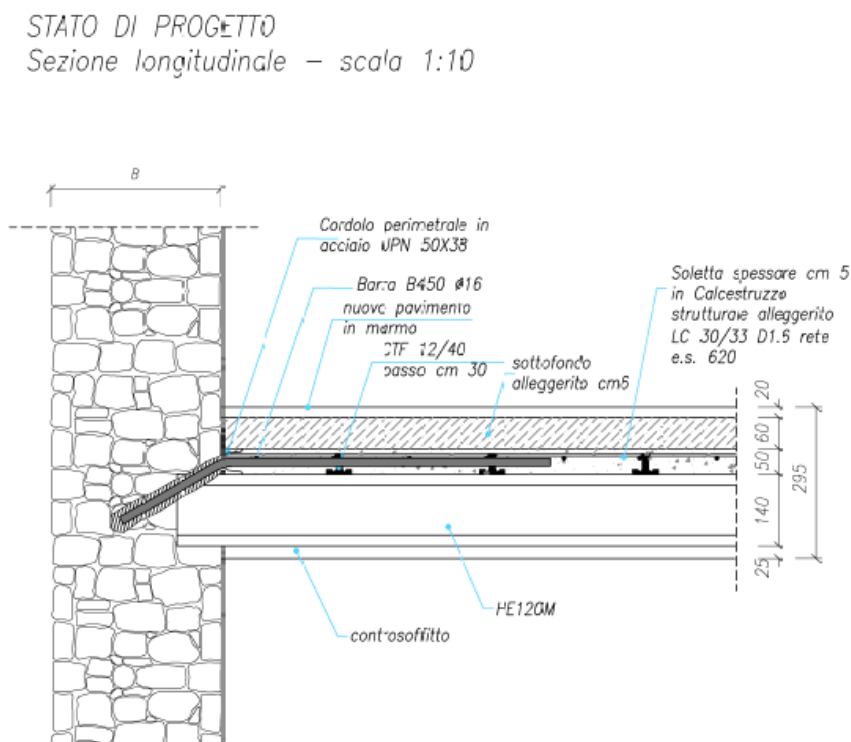
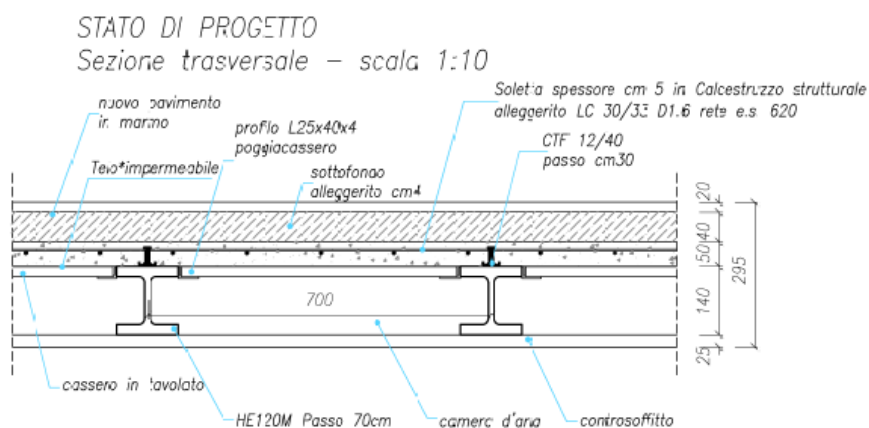
Campo di Solaio	Trave				Mrd	Mslu / Mrd	Check	Vrd	Vslu / Vrd	Check	Freccia Elastica	Freccia Limite	Check
	E	b	h	I									
/	MPa	m	m	cm4	KNm			KN			mm	mm	
Campi "AO"	210000	IPN 240	4250	68.27	90%	OK	208	18%	OK	20.69	25.83	OK	
Campi "AP"	210000	IPN 240	4250	68.27	133%	NV	208	22%	OK	45.75	31.50	NV	
Campi "AQ"	210000	IPN 240	4250	68.27	98%	OK	208	19%	OK	25.03	27.09	OK	
Campi "AS"	210000	IPN 240	4250	68.27	169%	NV	208	25%	OK	73.72	35.49	NV	
Campi "AV"	210000	IPN 240	5740	85.18	59%	OK	208	16%	OK	11.40	24.49	OK	
Campi "AU"	210000	IPN 260	5740	85.18	126%	NV	208	23%	OK	51.99	35.78	NV	
Campi "AW1"	210000	IPE 220	2272	49.68	86%	OK	151.9	18%	OK	25.32	25.20	NV	
Campi "AW2"	210000	IPE 160	869.3	21.57	144%	NV	92.38	21%	OK	48.99	25.20	NV	
Campi "AX"	210000	IPE 160	869.3	21.57	132%	NV	92.38	31%	OK	17.52	15.88	NV	
Campi "AY"	210000	IPE 160	869.3	21.57	120%	NV	92.38	30%	OK	14.42	15.12	OK	
Campi "AZ"	210000	IPE 160	869.3	21.57	107%	NV	92.38	28%	OK	11.47	14.28	OK	
Campi "BA"	210000	IPE 160	869.3	21.57	148%	NV	92.38	33%	OK	21.97	16.80	NV	
Campi "BB"	210000	IPE 180	1317	28.97	57%	OK	107	17%	OK	5.26	14.03	OK	

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

11.1.3 Interventi proposti

Al fine di incrementare la resistenza ultima dei solai non verificati, limitandone al tempo stesso la deformabilità si prevedono le seguenti tipologie di intervento:

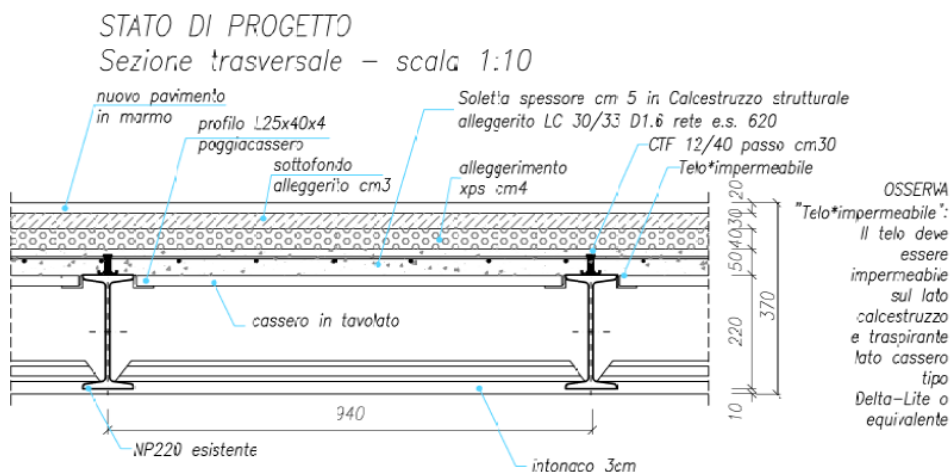
- Ricostruzione dei solai in acciaio mediante la sostituzione dei profili e la posa in opera di una nuova soletta collaborante in calcestruzzo alleggerito. La collaborazione del sistema acciaio calcestruzzo è assicurata dalla presenza di connettori a taglio. Infine si prevede l'inserimento di un cordolo perimetrale in acciaio collegato alla muratura attraverso dei connettori inghisati con malta:



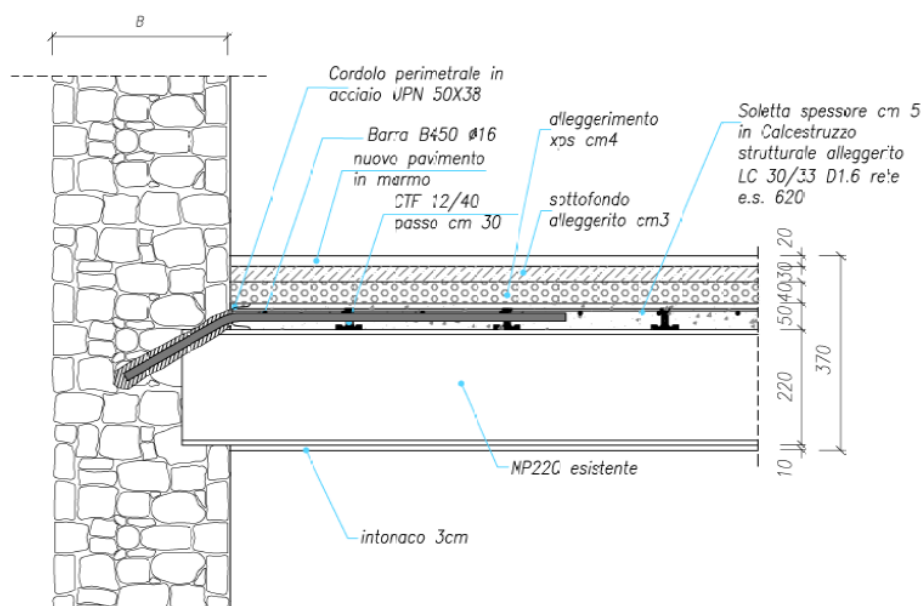
- Rinforzo dei solai esistenti si prevede la posa in opera di una soletta collaborante in calcestruzzo alleggerito. La collaborazione del sistema acciaio calcestruzzo è assicurata dalla presenza di connettori a

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

taglio. Infine si prevede l'inserimento di un cordolo perimetrale in acciaio collegato alla muratura attraverso dei connettori inghisati con malta.



STATO DI PROGETTO
Sezione longitudinale – scala 1:10



Gli interventi proposti, grazie alla predisposizione dei cordoli perimetrali collegati alla muratura, hanno un'ulteriore funzione rispetto a quella statica. Essi forniscono infatti un vincolo per i maschi murari nei confronti delle sollecitazioni fuori piano. Pertanto vanno considerati nelle analisi dei meccanismi di collasso locali relative allo stato di progetto.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

11.1.4 Verifiche stato di progetto

11.1.4.1 Solai piano ammezzato

Solai Esistenti- Piano Ammezzato

Tipo	Descrizione	Campi	Destinazione d'uso	Tipo di intervento
Tipo 3	IPN 200 i=90 cm + solaio latero cementizio h=12+10	CAMPO X	Archivio	Int. 1
Tipo 4	IPN 160 i=90 cm + solaio latero cementizio h=12+10	CAMPO Y e Z	Archivio	Int. 2
Tipo 8	IPE 120 i=90cm+volterrane h=12cm e soletta di cls cm8	CAMPO AD	Deposito	Int. 2

Tipologia Interventi

Tipo	Descrizione
Int. 1	Ricostruzione solaio in acciaio con sostituzione dei profili
Int. 2	Rinforzo solaio esistente

Si riporta di seguito la tabella riepilogativa delle verifiche svolte, per maggiori dettagli si rimanda alla lettura dell'allegato alla relazione di calcolo.

Campo di Solaio	Destinazione d'uso	Passo Travi	Luce Massima	Gk1	Gk2	Q var.	M _{SLU}	V _{SLU}
/	/	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KNm	KN
CAMPO X	Archivio	0.7	6.00	0.76	1.80	6.0	42.5	28.2
CAMPO Y e Z	Archivio	0.7	4.1	1.72	1.64	6.0	18.9	18.9
CAMPO AD	Deposito	0.6	6.00	2.1	1.84	3.0	29.1	19.4

Campo di Solaio	Trave				Mrd	Mslu / Mrd	Check	Vrd	Vslu / Vrd	Check	Freccia Elastica	Freccia Limite	Check
	E	b	h	I									
/	Mpa	m	m	cm ⁴	KNm			KN			mm	mm	
CAMPO X	Sezione mista				49.2	86%	OK	-	13%	OK	12.1	24.36	OK
CAMPO Y e Z	Sezione mista				21.1	89%	OK	-	8%	OK	3.5	16.2	OK
CAMPO AD	Sezione mista				29.9	97%	OK	-	8%	OK	17.3	24.36	OK

11.1.4.2 Solai piano primo

Solai Esistenti- Solaio primo piano

Tip.	Descrizione	Campi	Destinazione d'uso	Tipo di intervento
Tip.2	IPN220 i=94cm tavelloni + soletta h=7cm	CAMPO BP	Archivio	Tipo 2
Tip.5	IPE120 i=90cm tavelloni + soletta h=4,5 cm	CAMPO BI	Uffici	Tipo 1

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Tip.7	IPE120 i=90cm tavelloni + pav e sottofondo h=5,2cm+ tavellone inferiore e soffitto	CAMPO BR	Uffici	Tipo 1
Tip.14	travetti i=40 cm con trave rompitratta ed assito 2cm+pav ligneo 4 cm	CAMPO O	Uffici	Tipo 2
Tip.16	travi in legno 14x21 con i=65cm + assito cm 2.5 + 15cm vuoto + pav ligneo 4 cm	CAMPO P	Uffici	Tipo 2
Tip.17	IPN140 con i=80cm + doppi tavelloni + sottofondo+parquet	CAMPO L	Uffici	Tipo 1
Tip.18	travi lignee(20x35cm)con i=1.6m + voltine di muratura h=8cm +pav ligneo 4 cm	CAMPO Q	Uffici	Tipo 1
Tip.23	ipe140 i=90cm tavelloni+soletta h=4cm + sottofondo h=3 cm+pav.2.5 cm	CAMPO AM	Uffici	Tipo 1

Tipologia Interventi

Tipo	Descrizione
Int. 1	Ricostruzione solaio in acciaio con sostituzione dei profili
Int. 2	Rinforzo solaio esistente

Si riporta di seguito la tabella riepilogativa delle verifiche svolte, per maggiori dettagli si rimanda alla lettura dell'allegato alla relazione di calcolo.

Campo di Solaio	Destinazione d'uso	Passo Travi	Luce Massima	Gk1	Gk2	Q var.	M _{SLU}	V _{SLU}
/	/	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KNm	KN
CAMPO L	Uffici	0.7	7.0	2.1	2.07	3.0	35.0	20.0
CAMPO AM	Uffici	0.7	5.30	2.1	2.07	3.0	26.9	20.30
CAMPO BI	Uffici	0.7	3.78	2.1	2.07	3.0	13.7	16.9
CAMPO BP,AI e AL	Archivio	0.94	6.61	20.3	2.64	6.0	77.5	46.8
CAMPO BR	Uffici	0.7	5.25	2.1	2.07	3.0	24.9	18.98
CAMPO O	Uffici	2	4.2	2.06	1.06	3.0	32.79	32.79
CAMPO P	Uffici	0.65	3.75	2.18	1.56	3.0	9.75	10.40
CAMPO Q	Uffici	1.60	6.95	1.79	4.30	3.0	113.6	64.9

Campo di Solaio	Trave				Mrd	Mslu / Mrd	Check	Vrd	Vslu / Vrd	Check	Freccia	Freccia	Check
	E	b	h	I							Elastica	Limite	
/	Mpa	m	m	cm ⁴	KNm			KN			mm	mm	
CAMPO L	Sezione mista				39.8	88%	OK	-	8%	OK	26.4	27.2	OK
CAMPO AM	Sezione mista				29.0	93%	OK	-	8%	OK	12.80	21.2	OK
CAMPO BI	Sezione mista				14.5	94%	OK	-	6%	OK	8.70	15.12	OK
CAMPO BP, AI e AL	Sezione mista				77.8	99%	OK	-	36%	OK	24.10	26.44	OK
CAMPO BR	Sezione mista				29.0	86%	OK	-	7%	OK	13.6	21	OK
CAMPO O	Sezione mista				-	<100%	OK	-	<100%	OK	2.54	16.8	OK

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

CAMPO P	Sezione mista	-	<100%	OK	-	<100%	OK	3.55	17.4	OK
CAMPO Q	Sezione mista	193.0	59%	OK	-	25%	OK	23.2	27.8	OK

11.1.4.3 Solai piano secondo

Solai Esistenti- Solaio secondo piano

Tipo	Descrizione	Campi	Destinazione d'uso	Tipo di intervento
Tipo 3	IPE 220 i=51cm TAVELLONI+ SOLETTA H=5cm + SOTTOFONDO H=4,0cm+PAV.2cm CON TAVELLONI INF	CAMPO AW	Centro stampa	Int. 2
Tipo 4	NP 160 i=88cm TAVELLONI+ SOLETTA H=5cm + SOTTOFONDO H=4,0cm	CAMPO AX, AY, AZ, BA,	Centro stampa	Int. 2
Tipo 5	IPE 180 i=56cm TAVELLONI+ SOLETTA H=5cm+ SOTTOFONDO H=4,0cm	CAMPO BB	Uffici	Int. 2
Tipo 7	NP240 i=90cm TAVELLONI+ SOLETTA H=8cm+ SOTTOFONDO H=6cm+PARQUET	CAMPO AP, AS	Uffici	Int. 2
Tipo 8	NP 260 i=90cm TAVELLONI+ SOLETTA H=8cm+ SOTTOFONDO H=6cm+ PARQUET	CAMPO AU	Uffici	Int. 2

Tipologia Interventi

Tipo	Descrizione
Int. 1	Ricostruzione solaio in acciaio con sostituzione dei profili
Int. 2	Rinforzo solaio esistente

Si riporta di seguito la tabella riepilogativa delle verifiche svolte, per maggiori dettagli si rimanda alla lettura dell'allegato alla relazione di calcolo.

Campo di Solaio	Destinazione d'uso	Passo Travi	Luce Massima	Gk1	Gk2	Q var.	M _{SLU}	V _{SLU}
/	/	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KNm	KN
Campi "AP"e"AS"	Uffici	0.9	7.88	2.10	2.60	3.0	67.2	34.11
Campi "AU"	Uffici	0.9	8.95	1.80	2.60	3.0	97.6	47.41
Campo "AW1"(e "AW2")	Centro Stampa	0.51	6.30	2.10	2.60	6.0	37.2	25.86
Campi "AX","AY","AZ","BA","BB"	Centro Stampa	0.88	3.97	2.00	2.60	6.0	26.2	27.68

Campo di Solaio	Sezione Resistente				Mrd	Mslu / Mrd	Check	Vrd	Vslu / Vrd	Check	Freccia Elastica	Freccia Limite	Check
	E	b	h	I									
/	Mpa	m	m	cm ⁴	KNm			KN			mm	mm	

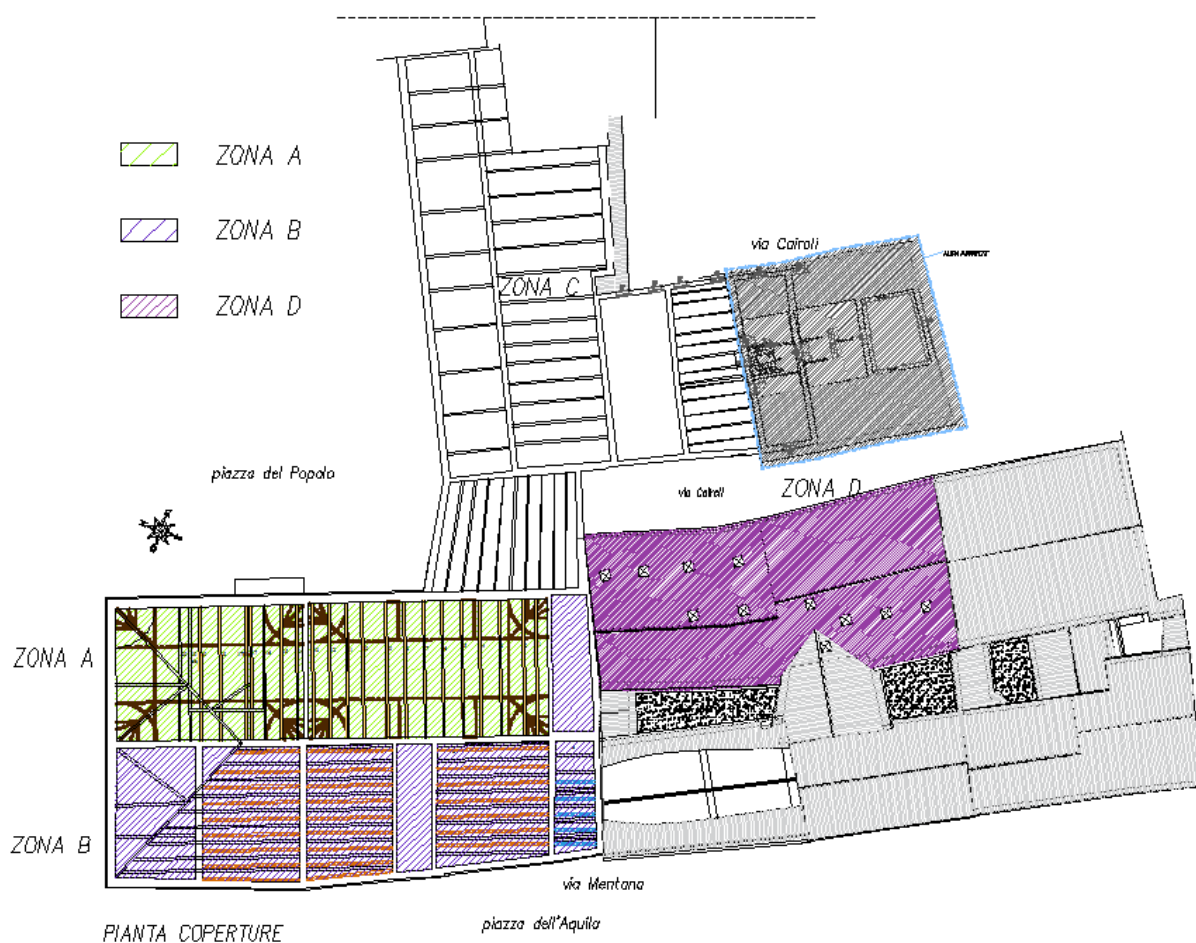
Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Campi "AP" e "AS"	Sezione Mista	119.4	56%	OK	-	17%	OK	Vedi Verifiche Specifiche
Campi "AU"	Sezione Mista	156.9	62%	OK	-	18%	OK	Vedi Verifiche Specifiche
Campo "AW1" (e "AW2")	Sezione Mista	62.9	59%	OK	-	31%	OK	Vedi Verifiche Specifiche
Campi "AX", "AY", "AZ", "BA", "BB"	Sezione Mista	30.7	85%	OK	-	33%	OK	Vedi Verifiche Specifiche

11.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA E SISMICA DELLA COPERTURA

Come già illustrato nel paragrafo relativo alla descrizione della struttura, nel complesso sono presenti diversi sistemi costruttivi in copertura:

- Solai di tipo ligneo con struttura portante costituita da una serie di capriate lignee (zona A e C);
- Solai di copertura costituiti da una struttura portante di travi lignee in appoggio sui timpani delle murature di controvento (zona B);
- Solai in latero-cemento di più recente realizzazione (zona D).



Nella zona A le capriate di palazzo Merlato, sebbene siano state oggetto di interventi di rinforzo negli anni precedenti, sono caratterizzate dalla presenza di collegamenti poco affidabili tra le membrature e dalla presenza di uno stato di degrado per gli elementi portanti. Tali dati sono rappresentativi di una condizione di insicurezza a

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

carichi verticali. Il sistema di copertura è inoltre caratterizzato da un collegamento capriate-muratura affidato al solo vincolo di appoggio delle catene sui maschi murari. In definitiva la configurazione della copertura non garantisce la formazione di un piano rigido, condizione che permette sotto carichi sismici una ripartizione delle azioni in funzione delle rigidezze e che consente di mantenere cinematicamente vincolate i maschi murari anche quando entrano in campo plastico.

La copertura di Palazzetto Veneziano, zona C, invece è stata rinforzata in corrispondenza del lato di Piazza del Popolo attraverso l'inserimento di tiranti incrociati atti a garantire un diaframma di piano e sulla restante porzione attraverso il miglioramento dei collegamenti tra gli elementi costituenti le capriate.

Nella zona B di Palazzo Merlato i solai di copertura sono costituiti da una struttura portante di travi lignee (alcune soggette ad uno stato di degrado importante) in appoggio sui timpani delle murature di controvento. Anche su questa zona il rilievo dello stato di fatto evidenzia una inadeguatezza della copertura sia a carichi statici sia in condizioni sismiche.

Infine la zona D mostra un solaio di copertura in latero-cemento, realizzato negli anni '90. Su tale orizzontamento non si dispongono informazioni circa le caratteristiche dei travetti e della caldana. Tuttavia, considerando l'epoca di costruzione del solaio, è molto probabile che la soletta in calcestruzzo non sia armata, impendendo la formazione del piano rigido, condizione auspicata per il buon comportamento sismico della struttura.

Alla luce di tali considerazioni vengono illustrate:

- le verifiche statiche allo stato di fatto e di progetto per le zone A e B,
- le verifiche sismiche di progetto per la realizzazione del diaframma di falda per le zone A e B.

11.2.1 Verifiche statiche non sismiche per la copertura

11.2.1.1 Metodo di analisi e criteri di verifica

Per la valutazione della sicurezza statica della si esegue un'analisi statica lineare secondo quanto previsto al §4.5.6 delle NTC 2008 con riferimento allo Stato Limite Ultimo e allo Stato Limite di Esercizio, seguendo le indicazioni riportate in §2.5.3. Per la combinazione delle azioni vengono considerate le seguenti Combinazioni delle Condizioni di Carico (CCC) :

- Combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{g1}G_1 + \gamma_{g2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{1k} + \sum(\gamma_{Qki}\psi_{0i}Q_{ki})$$

- Combinazione caratteristica rara (SLE):

$$G_1 + G_2 + Q_{1k} + \sum(\psi_{0i}Q_{ki})$$

Le verifiche statiche SLU per gli elementi portanti in legno delle coperture vengono svolte considerando le caratteristiche meccaniche del legname definite nel paragrafo 8.1.2.3, seguendo le indicazioni, valide per gli edifici

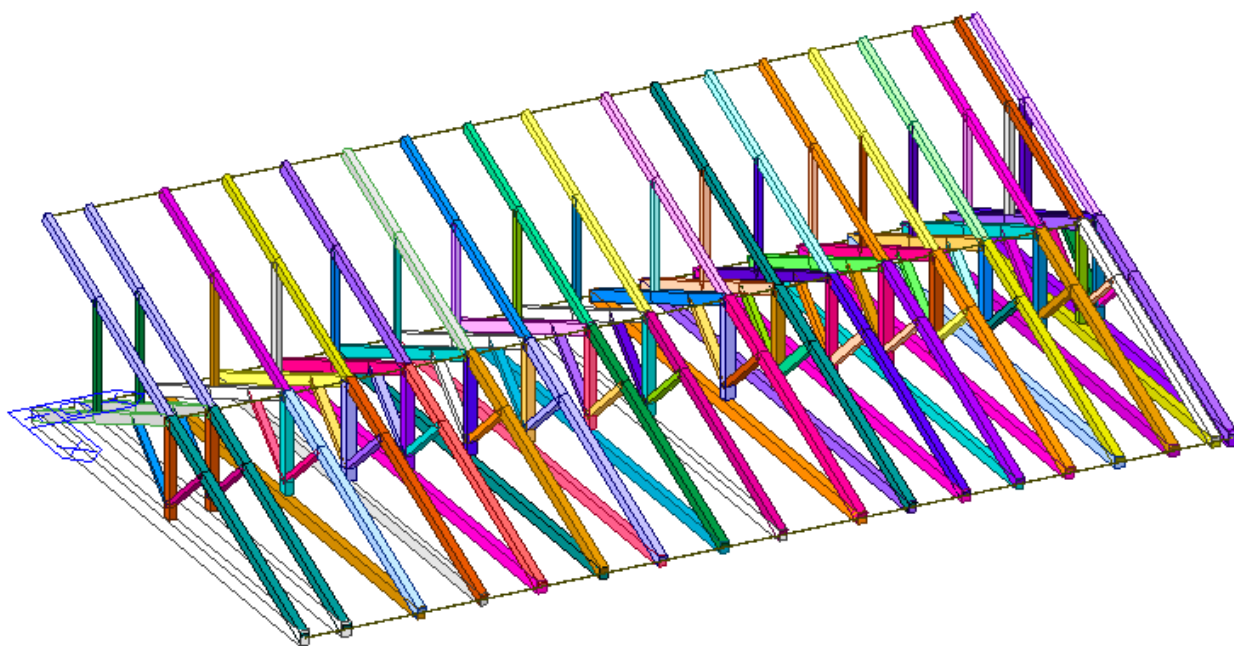
Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

di nuova costruzione, fornite al punto §4.2.4.1.2 delle NTC 2008. Le verifiche SLE prevedono il controllo della deformazione istantanea e a lungo termine del legno in accordo con quanto indicato al punto §4.4.7 delle NTC 2008.

11.2.1.2 Verifiche statiche non sismiche dello stato di fatto

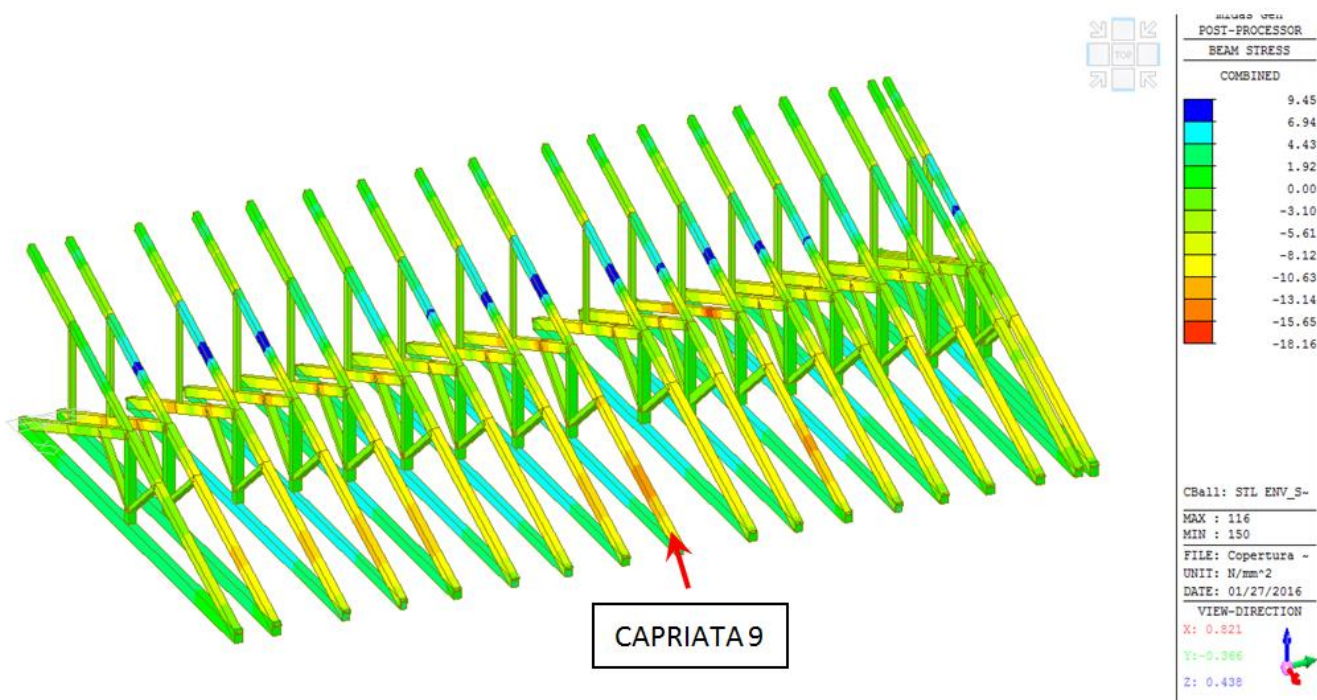
Zona A

Il rilievo svolto alla fine degli anni '90 permette di definire il seguente modello strutturale.

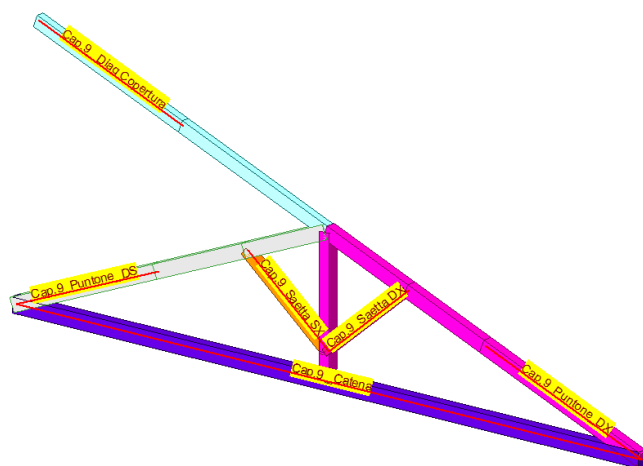


Applicando al modello le combinazioni di carico definite nel paragrafo 9.4, è possibile calcolare lo stato tensionale dei diversi elementi come mostrato nell'immagine seguente.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale



La capriata 9, come si può notare dall'immagine, è la capriata più sollecitata. Si riportano di seguito le verifiche effettuate su tale capriata.



Elementi Capriata N°9

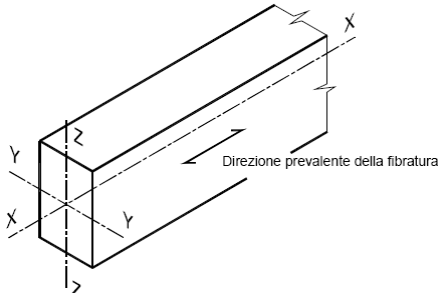
Tipologia	Dimensioni [cm]	b × h
Puntone DX	20 × 25	
Puntone SX	20 × 25	
Saetta DX	22 × 13	
Saetta SX	20 × 15	
Catena	19 × 27	
Diagonale Copertura	15 × 22	

Verifica puntone DX

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Verifica sezione in legno - versione 1.1 β 2							
Classe di durata del carico		Breve durata					
		meno di 1 settimana [neve a bassa quota]					
Classe di servizio		1	UR < 65%		k_{mod}	0.9	
Tipologia		Legno massiccio				γ_m	1.50
Sezione	H [cm]	25.0	A [cm ²]	J _y [cm ⁴]	J _z [cm ⁴]	W _y [cm ³]	W _z [cm ³]
Rettangolare	B [cm]	20.0	500	26042	16667	2083	1667
Valori caratteristici del materiale						C14	
Proprietà di Resistenza [N/mm ²]			Proprietà di modulo elastico [N/mm ²]				
Flessione*	$f_{m,k}$	14.00	parallelo medio		$E_{0,m}$	7000	
Trazione parallela*	$f_{t,0,k}$	8.00	parallelo caratteristico		$E_{0,05}$	4700	
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0.40	perpendicolare medio		$E_{90,m}$	230	
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	16.00	tangenziale medio		G_m	440	
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	2.00	Massa volumica [kg/m ³]				
Taglio	$f_{v,k}$	3.00	caratteristica		ρ_k	290	
Considero k_h ?	NO	$k_{h,fless,y}$	1.00	$k_{h,fless,z}$	1.00	$k_{h,traz}$	1.00
Il coefficiente k_h incrementa i valori caratteristici di flessione e trazione parallela							

Stati limite ultimi		
Sollecitazioni [kN,kNm]		
N _d	123.31	kN
T _{z,d}	0.00	kN
T _{y,d}	0.00	kN
M _{y,d}	20.62	kNm
M _{z,d}	0.00	kNm
M _{t,d}	0.00	kNm



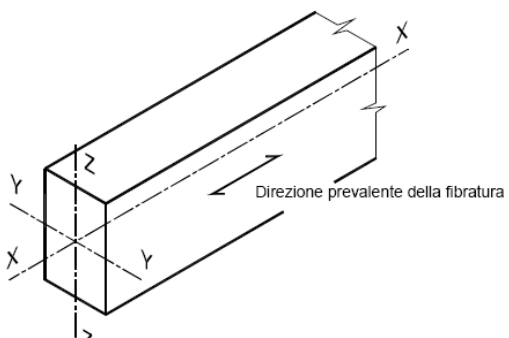
Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Verifiche di resistenza						
Trazione parallela alla fibratura				Verifica non necessaria		
Trazione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione parallela alla fibratura				La sezione è verificata		
$\sigma_{c,0,d}$	2.47	N/mm ²	<	$f_{c,0,d}$	9.60	N/mm ²
Compressione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione inclinata rispetto alla fibratura				Da sviluppare		
Flessione				Attenzione: non verifica!		
$\sigma_{m,y,d}$	9.90	N/mm ²		$\sigma_{m,z,d}$	0.00	N/mm ²
$f_{m,y,d}$	8.40	N/mm ²		$f_{m,z,d}$	8.40	N/mm ²
k_m	0.70					
$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				1.18	<	1
$k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				0.82	<	1
Tensoflessione				Verifica non necessaria		
Pressoflessione				Attenzione: non verifica!		
$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				1.24	<	1
$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				0.89	<	1
Taglio				Verifica non necessaria		
Torsione				Verifica non necessaria		
Taglio e Torsione				Verifica non necessaria		

Verifiche di stabilità						
Elementi inflessi - asse y				Attenzione: non verifica!		
I_{eff}	600.00	cm				
$\sigma_{m,y,crit}$	98.72	N/mm ²	tensione critica di svergolamento			
λ_{rel}	0.38		snellezza relativa di svergolamento			
k_{crit}	1.00		coefficiente di sbandamento laterale			
$\sigma_{m,y,d} / (k_{crit} f_{m,y,d}) + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				1.18	<	1
$k_m \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} f_{m,y,d}) + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				0.82	<	1
Elementi inflessi - asse z				Verifica non necessaria		
Elementi tensoinflessi - asse y				Verifica non necessaria		
Elementi tensoinflessi - asse z				Verifica non necessaria		
Elementi compressi				La sezione è verificata		
l_0	320.00	cm	lunghezza di libera inflessione			
i_y	7.22	cm	raggio di inerzia y			
i_z	5.77	cm	raggio di inerzia z			
$\lambda_{rel,c,y}$	0.82		snellezza relativa y			
$\lambda_{rel,c,z}$	1.03		snellezza relativa z			
k	1.10					
$k_{crit,c}$	0.67		coefficiente di sbandamento laterale			
$\sigma_{c,0,d} / (k_{crit,c} f_{c,0,d})$				0.38	<	1
Elementi pressoinflessi - asse y				Attenzione: non verifica!		
$\sigma_{c,0,d}/k_{crit,c} f_{c,0,d} + \sigma_{m,y,d}/k_{crit} f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}$				1.56	<	1
$\sigma_{c,0,d}/k_{crit,c} f_{c,0,d} + k_m \sigma_{m,y,d}/k_{crit} f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}$				1.21	<	1
Elementi pressoinflessi - asse z				Verifica non necessaria		

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Verifica puntone SX

Verifica sezione in legno - versione 1.1 β 2								
Classe di durata del carico		Breve durata						
		meno di 1 settimana [neve a bassa quota]						
Classe di servizio		1	UR < 65%		k_{mod}	0.9		
Tipologia		Legno massiccio				γ_m	1.50	
Sezione Rettangolare	H [cm]	25.0	A [cm ²]	J _y [cm ⁴]	J _z [cm ⁴]	W _y [cm ³]	W _z [cm ³]	
	B [cm]	20.0	500	26042	16667	2083	1667	
Valori caratteristici del materiale						C14		
Proprietà di Resistenza [N/mm ²]				Proprietà di modulo elastico [N/mm ²]				
Flessione*		$f_{m,k}$	14.00	parallelo medio		$E_{0,m}$	7000	
Trazione parallela*		$f_{t,0,k}$	8.00	parallelo caratteristico		$E_{0,05}$	4700	
Trazione perpendicolare		$f_{t,90,k}$	0.40	perpendicolare medio		$E_{90,m}$	230	
Compressione parallela		$f_{c,0,k}$	16.00	tangenziale medio		G_m	440	
Compressione perpendicolare		$f_{c,90,k}$	2.00	Massa volumica [kg/m ³]				
Taglio		$f_{v,k}$	3.00	caratteristica		ρ_k	290	
Considero k_h ?		NO	$k_{h,fless,y}$	1.00	$k_{h,fless,z}$	1.00	$k_{h,traz}$	1.00
Il coefficiente k_h incrementa i valori caratteristici di flessione e trazione parallela								
Stati limite ultimi								
Sollecitazioni [kN,kNm]								
N _d		121.90	kN					
T _{z,d}		0.00	kN					
T _{y,d}		0.00	kN					
M _{y,d}		26.10	kNm					
M _{z,d}		0.00	kNm					
M _{t,d}		0.00	kNm					

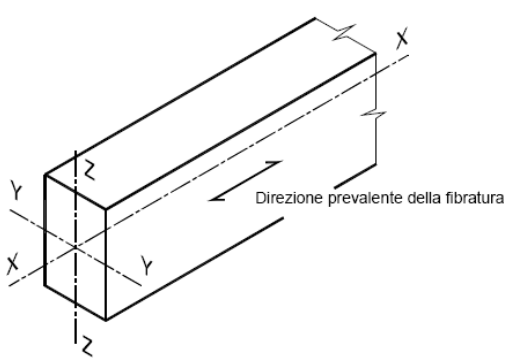
Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Verifiche di resistenza						
Trazione parallela alla fibratura			Verifica non necessaria			
Trazione perpendicolare alla fibratura			Da sviluppare			
Compressione parallela alla fibratura			La sezione è verificata			
$\sigma_{c,0,d}$	2.44	N/mm ²	<	$f_{c,0,d}$	9.60	N/mm ²
Compressione perpendicolare alla fibratura			Da sviluppare			
Compressione inclinata rispetto alla fibratura			Da sviluppare			
Flessione			Attenzione: non verifica!			
$\sigma_{m,y,d}$	12.53	N/mm ²		$\sigma_{m,z,d}$	0.00	N/mm ²
$f_{m,y,d}$	8.40	N/mm ²		$f_{m,z,d}$	8.40	N/mm ²
k_m	0.70					
$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			1.49	<	1	NO
$k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			1.04	<	1	NO
Tensoflessione			Verifica non necessaria			
Pressoflessione			Attenzione: non verifica!			
$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			1.56	<	1	NO
$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			1.11	<	1	NO
Taglio			Verifica non necessaria			
Torsione			Verifica non necessaria			
Taglio e Torsione			Verifica non necessaria			

Verifiche di stabilità						
Elementi inflessi - asse y			Attenzione: non verifica!			
l_{eff}	600.00	cm				
$\sigma_{m,y,crit}$	98.72	N/mm ²	tensione critica di svergolamento			
λ_{rel}	0.38		snellezza relativa di svergolamento			
k_{crit}	1.00		coefficiente di sbandamento laterale			
$\sigma_{m,y,d} / (k_{crit} f_{m,y,d}) + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			1.49	<	1	NO
$k_m \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} f_{m,y,d}) + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			1.04	<	1	NO
Elementi inflessi - asse z			Verifica non necessaria			
Elementi tensoinflessi - asse y			Verifica non necessaria			
Elementi tensoinflessi - asse z			Verifica non necessaria			
Elementi compressi			La sezione è verificata			
l_0	320.00	cm	lunghezza di libera inflessione			
i_y	7.22	cm	raggio di inerzia y			
i_z	5.77	cm	raggio di inerzia z			
$\lambda_{rel,c,y}$	0.82		snellezza relativa y			
$\lambda_{rel,c,z}$	1.03		snellezza relativa z			
k	1.10					
$k_{crit,c}$	0.67		coefficiente di sbandamento laterale			
$\sigma_{c,0,d} / (k_{crit,c} f_{c,0,d})$			0.38	<	1	
Elementi pressoinflessi - asse y			Attenzione: non verifica!			
$\sigma_{c,0,d}/k_{crit,c} f_{c,0,d} + \sigma_{m,y,d}/k_{crit} f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}$			1.87	<	1	NO
$\sigma_{c,0,d}/k_{crit,c} f_{c,0,d} + k_m \sigma_{m,y,d}/k_{crit} f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}$			1.42	<	1	NO
Elementi pressoinflessi - asse z			Verifica non necessaria			

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Verifica saetta SX

Verifica sezione in legno - versione 1.1 β 2								
Classe di durata del carico		Breve durata						
		meno di 1 settimana [neve a bassa quota]						
Classe di servizio		1	UR < 65%		k_{mod}	0.9		
Tipologia		Legno massiccio			γ_m	1.50		
Sezione Rettangolare	H [cm]	13.0	A [cm ²]	J _y [cm ⁴]	J _z [cm ⁴]	W _y [cm ³]	W _z [cm ³]	
	B [cm]	22.0	286	4028	11535	620	1049	
Valori caratteristici del materiale					C14			
Proprietà di Resistenza [N/mm ²]			Proprietà di modulo elastico [N/mm ²]					
Flessione*		$f_{m,k}$	14.00	parallelo medio		$E_{0,m}$	7000	
Trazione parallela*		$f_{t,0,k}$	8.00	parallelo caratteristico		$E_{0,05}$	4700	
Trazione perpendicolare		$f_{t,90,k}$	0.40	perpendicolare medio		$E_{90,m}$	230	
Compressione parallela		$f_{c,0,k}$	16.00	tangenziale medio		G_m	440	
Compressione perpendicolare		$f_{c,90,k}$	2.00	Massa volumica [kg/m ³]				
Taglio		$f_{v,k}$	3.00	caratteristica		ρ_k	290	
Considero k_h ?		NO	$k_{h,fless,y}$	1.00	$k_{h,fless,z}$	1.00	$k_{h,traz}$	1.00
Il coefficiente k_h incrementa i valori caratteristici di flessione e trazione parallela								
Stati limite ultimi								
Sollecitazioni [kN,kNm]								
N _d	46.57	kN						
T _{z,d}	0.00	kN						
T _{y,d}	0.00	kN						
M _{y,d}	0.00	kNm						
M _{z,d}	0.00	kNm						
M _{t,d}	0.00	kNm						

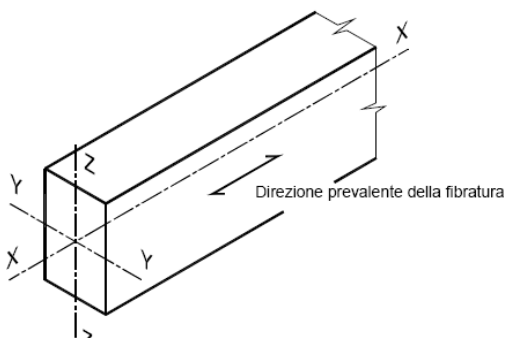
Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Verifiche di resistenza						
Trazione parallela alla fibratura			Verifica non necessaria			
Trazione perpendicolare alla fibratura			Da sviluppare			
Compressione parallela alla fibratura			La sezione è verificata			
$\sigma_{c,0,d}$	2.44	N/mm ²	<	$f_{c,0,d}$	9.60	N/mm ²
Compressione perpendicolare alla fibratura			Da sviluppare			
Compressione inclinata rispetto alla fibratura			Da sviluppare			
Flessione			Attenzione: non verifica!			
$\sigma_{m,y,d}$	12.53	N/mm ²		$\sigma_{m,z,d}$	0.00	N/mm ²
$f_{m,y,d}$	8.40	N/mm ²		$f_{m,z,d}$	8.40	N/mm ²
k_m	0.70					
$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			1.49	<	1	NO
$k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			1.04	<	1	NO
Tensoflessione			Verifica non necessaria			
Pressoflessione			Attenzione: non verifica!			
$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			1.56	<	1	NO
$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			1.11	<	1	NO
Taglio			Verifica non necessaria			
Torsione			Verifica non necessaria			
Taglio e Torsione			Verifica non necessaria			

Verifiche di stabilità						
Elementi inflessi - asse y			Attenzione: non verifica!			
I_{eff}	600.00	cm				
$\sigma_{m,y,crit}$	98.72	N/mm ²	tensione critica di svergolamento			
λ_{rel}	0.38		snellezza relativa di svergolamento			
k_{crit}	1.00		coefficiente di sbandamento laterale			
$\sigma_{m,y,d} / (k_{crit} f_{m,y,d}) + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			1.49	<	1	NO
$k_m \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} f_{m,y,d}) + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			1.04	<	1	NO
Elementi inflessi - asse z			Verifica non necessaria			
Elementi tensoinflessi - asse y			Verifica non necessaria			
Elementi tensoinflessi - asse z			Verifica non necessaria			
Elementi compressi			La sezione è verificata			
l_0	320.00	cm	lunghezza di libera inflessione			
i_y	7.22	cm	raggio di inerzia y			
i_z	5.77	cm	raggio di inerzia z			
$\lambda_{rel,c,y}$	0.82		snellezza relativa y			
$\lambda_{rel,c,z}$	1.03		snellezza relativa z			
k	1.10					
$k_{crit,c}$	0.67		coefficiente di sbandamento laterale			
$\sigma_{c,0,d} / (k_{crit,c} f_{c,0,d})$			0.38	<	1	
Elementi pressoinflessi - asse y			Attenzione: non verifica!			
$\sigma_{c,0,d}/k_{crit,c} f_{c,0,d} + \sigma_{m,y,d}/k_{crit} f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}$			1.87	<	1	NO
$\sigma_{c,0,d}/k_{crit,c} f_{c,0,d} + k_m \sigma_{m,y,d}/k_{crit} f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}$			1.42	<	1	NO
Elementi pressoinflessi - asse z			Verifica non necessaria			

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Verifica saetta DX

Verifica sezione in legno - versione 1.1 β 2								
Classe di durata del carico		Breve durata						
		meno di 1 settimana [neve a bassa quota]						
Classe di servizio		1	UR < 65%		k_{mod}	0.9		
Tipologia		Legno massiccio			γ_m	1.50		
Sezione Rettangolare	H [cm]	13.0	A [cm ²]	J _y [cm ⁴]	J _z [cm ⁴]	W _y [cm ³]	W _z [cm ³]	
	B [cm]	22.0	286	4028	11535	620	1049	
Valori caratteristici del materiale					C14			
Proprietà di Resistenza [N/mm ²]				Proprietà di modulo elastico [N/mm ²]				
Flessione*		$f_{m,k}$	14.00	parallelo medio		$E_{0,m}$	7000	
Trazione parallela*		$f_{t,0,k}$	8.00	parallelo caratteristico		$E_{0,05}$	4700	
Trazione perpendicolare		$f_{t,90,k}$	0.40	perpendicolare medio		$E_{90,m}$	230	
Compressione parallela		$f_{c,0,k}$	16.00	tangenziale medio		G_m	440	
Compressione perpendicolare		$f_{c,90,k}$	2.00	Massa volumica [kg/m ³]				
Taglio		$f_{v,k}$	3.00	caratteristica		ρ_k	290	
Considero k_h ?		NO	$k_{h,fless,y}$	1.00	$k_{h,fless,z}$	1.00	$k_{h,traz}$	1.00
Il coefficiente k_h incrementa i valori caratteristici di flessione e trazione parallela								
Stati limite ultimi								
Sollecitazioni [kN,kNm]								
N _d		46.57	kN					
T _{z,d}		0.00	kN					
T _{y,d}		0.00	kN					
M _{y,d}		0.00	kNm					
M _{z,d}		0.00	kNm					
M _{t,d}		0.00	kNm					

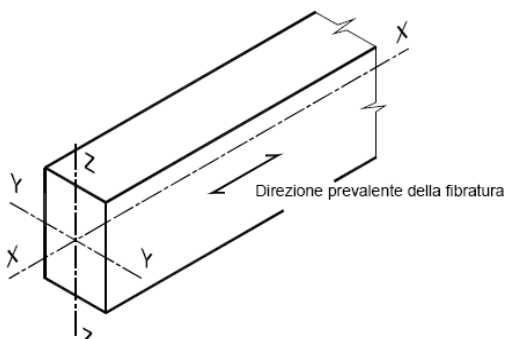
Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Verifiche di resistenza						
Trazione parallela alla fibratura				Verifica non necessaria		
Trazione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione parallela alla fibratura				La sezione è verificata		
$\sigma_{c,0,d}$	1.63	N/mm ²	<	$f_{c,0,d}$	9.60	N/mm ²
Compressione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione inclinata rispetto alla fibratura				Da sviluppare		
Flessione				Verifica non necessaria		
Tensoflessione				Verifica non necessaria		
Pressoflessione				Verifica non necessaria		
Taglio				Verifica non necessaria		
Torsione				Verifica non necessaria		
Taglio e Torsione				Verifica non necessaria		

Verifiche di stabilità				
Elementi inflessi - asse y			Verifica non necessaria	
Elementi inflessi - asse z			Verifica non necessaria	
Elementi tensoinflessi - asse y			Verifica non necessaria	
Elementi tensoinflessi - asse z			Verifica non necessaria	
Elementi compressi			La sezione è verificata	
l_0	215.00	cm	lunghezza di libera inflessione	
i_y	3.75	cm	raggio di inerzia y	
i_z	6.35	cm	raggio di inerzia z	
$\lambda_{rel,c,y}$	1.06		snellezza relativa y	
$\lambda_{rel,c,z}$	0.63		snellezza relativa z	
k	1.14			
$k_{crit,c}$	0.64		coefficiente di sbandamento laterale	
$\sigma_{c,0,d} / (k_{crit,c} f_{c,0,d})$			0.26	< 1
Elementi pressoinflessi - asse y			Verifica non necessaria	
Elementi pressoinflessi - asse z			Verifica non necessaria	

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Verifica catena

Verifica sezione in legno - versione 1.1 β 2								
Classe di durata del carico		Breve durata						
		meno di 1 settimana [neve a bassa quota]						
Classe di servizio		1	UR < 65%		k_{mod}	0.9		
Tipologia		Legno massiccio				γ_m	1.50	
Sezione Rettangolare	H [cm]	27.0	A [cm ²]	J _y [cm ⁴]	J _z [cm ⁴]	W _y [cm ³]	W _z [cm ³]	
	B [cm]	19.0	513	31165	15433	2309	1625	
Valori caratteristici del materiale						C14		
Proprietà di Resistenza [N/mm ²]				Proprietà di modulo elastico [N/mm ²]				
Flessione*		$f_{m,k}$	14.00	parallelo medio		$E_{0,m}$	7000	
Trazione parallela*		$f_{t,0,k}$	8.00	parallelo caratteristico		$E_{0,05}$	4700	
Trazione perpendicolare		$f_{t,90,k}$	0.40	perpendicolare medio		$E_{90,m}$	230	
Compressione parallela		$f_{c,0,k}$	16.00	tangenziale medio		G_m	440	
Compressione perpendicolare		$f_{c,90,k}$	2.00	Massa volumica [kg/m ³]				
Taglio		$f_{v,k}$	3.00	caratteristica		ρ_k	290	
Considero k_h ?		NO	$k_{h,fless,y}$	1.00	$k_{h,fless,z}$	1.00	$k_{h,traz}$	1.00
Il coefficiente k_h incrementa i valori caratteristici di flessione e trazione parallela								
Stati limite ultimi								
Sollecitazioni [kN,kNm]								
N _d		-110.40	kN					
T _{z,d}		3.50	kN					
T _{y,d}		0.00	kN					
M _{z,d}		0.00	kNm					
M _{t,d}		0.00	kNm					

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

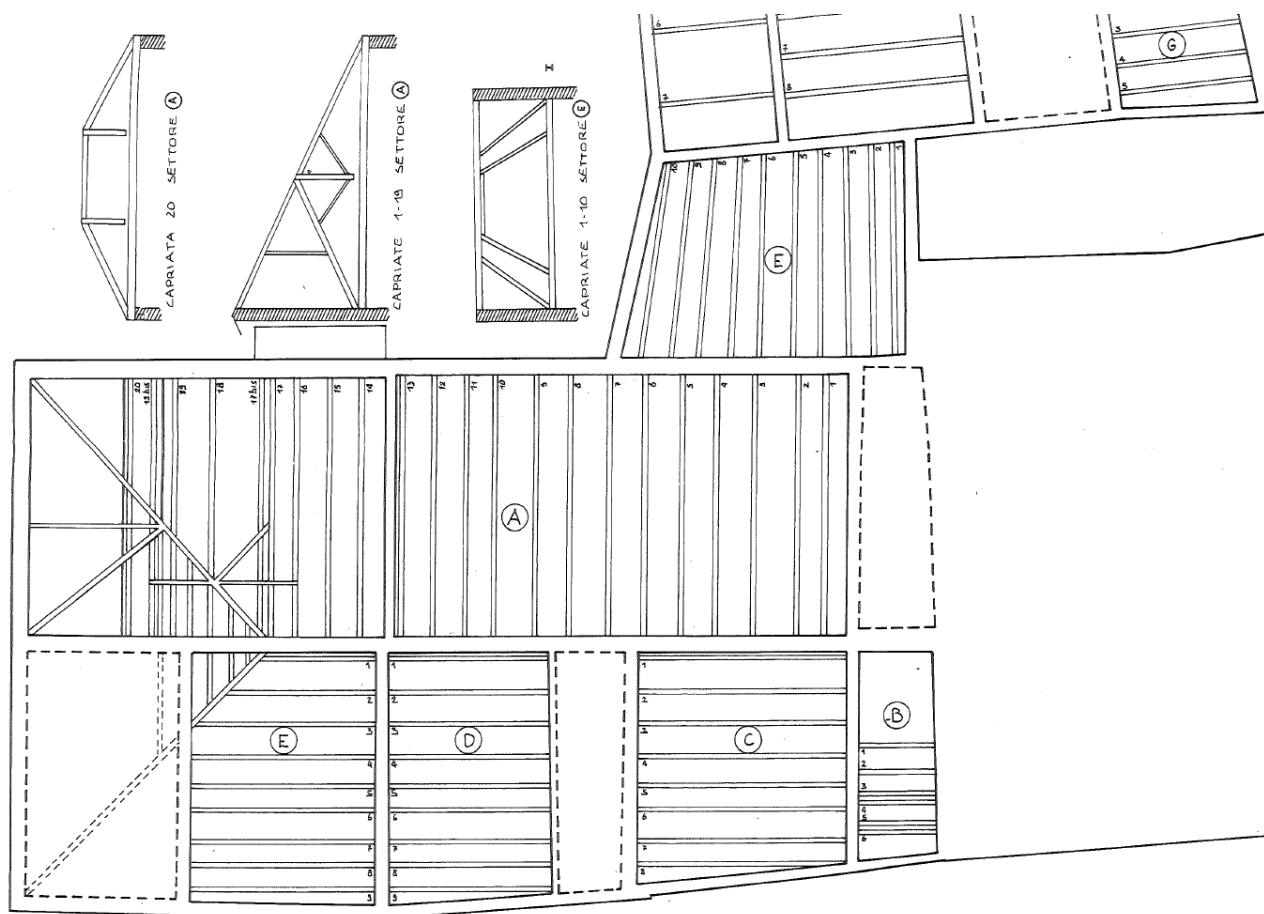
Verifiche di resistenza						
Trazione parallela alla fibratura				La sezione è verificata		
$\sigma_{t,0,d}$	2.15	N/mm ²	<	$f_{t,0,d}$	4.80	N/mm ²
Trazione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione parallela alla fibratura				Verifica non necessaria		
Compressione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione inclinata rispetto alla fibratura				Da sviluppare		
Flessione				La sezione è verificata		
$\sigma_{m,y,d}$	2.82	N/mm ²		$\sigma_{m,z,d}$	0.00	N/mm ²
$f_{m,y,d}$	8.40	N/mm ²		$f_{m,z,d}$	8.40	N/mm ²
k_m	0.70					
$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				0.34	<	1
$k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				0.23	<	1
Tensoflessione				La sezione è verificata		
$\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				0.78	<	1
$\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				0.68	<	1
Pressoflessione				Verifica non necessaria		
Taglio				La sezione è verificata		
τ_d	0.10	N/mm ²	<	$f_{v,d}$	1.80	N/mm ²
Torsione				Verifica non necessaria		
Taglio e Torsione				Verifica non necessaria		

Verifiche di stabilità						
Elementi inflessi - asse y				La sezione è verificata		
I_{eff}	1260.00	cm				
$\sigma_{m,y,crit}$	39.28	N/mm ²	tensione critica di svergolamento			
λ_{rel}	0.60		snellezza relativa di svergolamento			
k_{crit}	1.00		coefficiente di sbandamento laterale			
$\sigma_{m,y,d} / (k_{crit} f_{m,y,d}) + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				0.34	<	1
$k_m \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} f_{m,y,d}) + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				0.23	<	1
Elementi inflessi - asse z				Verifica non necessaria		
Elementi tensoinflessi - asse y				La sezione è verificata		
$\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} f_{m,y,d}) + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				0.78	<	1
$\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + k_m \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} f_{m,y,d}) + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				0.68	<	1
Elementi tensoinflessi - asse z				Verifica non necessaria		
Elementi compressi				Verifica non necessaria		
Elementi pressoinflessi - asse y				Verifica non necessaria		
Elementi pressoinflessi - asse z				Verifica non necessaria		

Zona B

Il rilievo svolto alla fine degli anni '90 descrive il seguente stato di fatto.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale



PALAZZO MERLATO RAVENNA

DIMENSIONI DELLE TRAVI - SETTORE B - C - D - E

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
B	20X15 M.T.	11X20 S.A.	19X14 S.V.	22X11 M.T.	18X13 S.V.	21X12 M.T.				
C	20X18 S.A.	48X21 M.T.	24X43 M.T.	35X20 M.T.	35X19 M.T.	24X23 S.A.	34X15 M.T.	30X24 S.A.		
D	18X20 S.A.	20X29 M.T.	18X35 M.T.	34X19 M.T.	35X20 M.T.	34X17 M.T.	33X18 M.T.	37X17 M.T.	18X20 S.A.	
E	21X24 S.V.	21X24 S.V.	19X25 S.V.	33X17 M.T.	38X17 M.T.	34X21 M.T.	31X21 M.T.	33X17 M.T.	28X20 S.A.	21X40 M.T.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Il calcolo delle sollecitazioni e delle deformazioni delle travi di copertura è stato sviluppato considerando gli elementi portanti come travi in semplice appoggio e caricando gli stessi con i carichi uniformemente distribuiti derivanti dalle analisi di carico descritte nel paragrafo 6.1.4 e dai sovraccarichi variabili di normativa, descritti nei paragrafi 6.3.1, 6.3.2e 6.3.3. Le combinazioni di carico utilizzate sono quelle riportate nel paragrafo 9.4.

Campo B

Si riporta di seguito per ciascun campo di copertura il risultato della verifica più significativa condotta.

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL MATERIALE			
SPECIE	CATEGORIA	C14	U.D.M
E_{0mean} //		110000	Kg/cm2
E †		3700	Kg/cm2
G_{mean}		6900	Kg/cm2
valore caratteristico di resistenza a flessione // $f_{m,k}$		150	Kg/cm2
valore caratteristico di resistenza a trazione // $f_{t,0,g,k}$		90	Kg/cm2
valore caratteristico di resistenza a trazione † $f_{t,90,g,k}$		40	Kg/cm2
valore caratteristico di resistenza a compressione // $f_{c,0,g,k}$		170	Kg/cm2
valore caratteristico di resistenza a compressione † $f_{c,90,g,k}$		30	Kg/cm2
valore caratteristico di resistenza a taglio e torsione $f_{v,g,k}$		30	Kg/cm2
$E //_{0,05}$		74000	Kg/cm2

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE		
Luce di calcolo effettiva	3.71	U.D.M m
Base della trave (b)	11	cm
Altezza della trave (h)	20	cm
larghezza area di competenza (i)	120	cm
Angolo di falda	22	°
Interasse effettivo	129	cm
Area sezione	220	cmq
Momento d'inerzia J_x	7333	cm4
Modulo di resistenza W_x	733	cm3
Modulo di resistenza W_y	403	cm3

ANALISI DEI CARICHI			
Descrizione	Spessore (cm)	Peso spec.(Kg/m3)	U.D.M
PESO PROPRIO ELEMENTO G1		520	
		10	Kg/m2
CARICHI PERMANENTI G2		250	Kg/m2
TOTALE PERMANENTI (G)		260	Kg / m2
CARICHI ACCIDENTALI			
Accidentale(QK)		50	Kg/m1
Neve (Qn)		120	Kg/m2
Vento (Qv)		39	Kg/m2
TOTALE ACCIDENTALI		209	Kg / m2
CARICO CONCENTRATO (P1)		0	Kg
P FATTORIZZATO SLU		0	Kg

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

VERIFICHE SLU
SOLLECITAZIONI Combinazione 1: permanenti + neve+vento

$$F_d = g_g \times G_k + g_q \times (Q_{1k} + \gamma_0 \times Q_{ik})$$

$$q_{dc1} = 698 \quad \text{Kg/ml}$$

Taglio

TA	1295	Kg
TB	-1295	Kg

Momento flettente tot = $QL^2/8$

$$M_{AB} = -1201 \quad \text{Kgm}$$

Freccia max SLU

$$f_{MAX\ SLU1} = -1.47 \quad \text{cm}$$

SOLLECITAZIONI Combinazione 2: permanenti + neve

$$F_d = g_g \times G_k + g_q \times Q_{1k}$$

$$q_{dc2} = 653 \quad \text{Kg/ml}$$

Taglio

TA	1211	Kg
TB	-1211	Kg

Momento flettente tot = $QL^2/8$

$$M_{AB} = -1123 \quad \text{Kgm}$$

Freccia max SLU

$$f_{MAX\ SLU2} = -1.38 \quad \text{cm}$$

VALORI DI CALCOLO DELLE RESISTENZA

Combinazione 1			Combinazione 2		
tipo di legno	LEGNO		tipo di legno	LEGNO	
classe di servizio	1	interno	classe di servizio	1	interno
classe di durata	D (BREVE)	neve+vento	classe di durata	C (MEDIA)	neve
γ_M	1.50		γ_M	1.50	
Kmod1	0.90		Kmod2	0.80	

VERIFICA A FLESSIONE E SVERGOLAMENTO

Combinazione 1			Combinazione 2		
Momento max =	1201	Kgm	Momento max =	1123	Kgm
Mdx =	1114	Kgm	Mdx =	1041	Kgm
Mdy =	450	Kgm	Mdy =	421	Kgm
$\sigma_{m,x,d} = Mdx/Wx =$	152	Kg/cm2	$\sigma_{m,x,d} = Mdx/Wx =$	142	Kg/cm2
$\sigma_{m,y,d} = Mdy/Wy =$	112	Kg/cm2	$\sigma_{m,y,d} = Mdy/Wy =$	104	Kg/cm2
k_m	0.7		k_m	0.7	
A) $\sigma_{m,x,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}$	230		A) $\sigma_{m,x,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}$	215	
B) $k_m \cdot \sigma_{m,x,d} + \sigma_{m,y,d}$	218		B) $k_m \cdot \sigma_{m,x,d} + \sigma_{m,y,d}$	204	
$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_m =$	90	Kg/cm2	$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_m =$	80	Kg/cm2
CONDIZIONE DI VERIFICA			CONDIZIONE DI VERIFICA		
§ 4.4.8.1.6			§ 4.4.8.1.6		
$\sigma_{m,cr} =$	949	N/mm ²	$\sigma_{m,cr} =$	949	N/mm ²
$\lambda_{rel,m} =$	0.40		$\lambda_{rel,m} =$	0.40	
$K_{crit} =$	1.00		$K_{crit} =$	1.00	
$K_{crit} \cdot f_{m,d} =$	90		$K_{crit} \cdot f_{m,d} =$	80	
$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	255.50%		$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	268.73%	
$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	242.06%		$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	254.60%	
NON VERIFICATA			NON VERIFICATA		

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

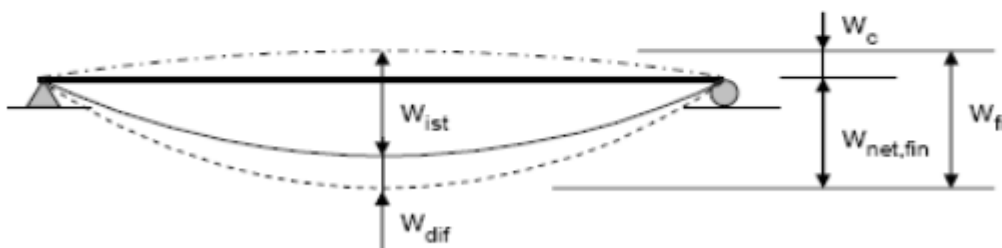
VERIFICA A TAGLIO					
Combinazione 1			Combinazione 2		
$(V_{x,d}^2 + V_{y,d}^2)^{1/2}$	1295	Kg	Vd =	1211	Kg
$\tau_d = 1.5 \cdot V_d / b \cdot h$	8.8	Kg/cm2	$\tau_d = 1.5 \cdot V_d / b \cdot h$	8.3	Kg/cm2
$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_m =$	18.0	Kg/cm2	$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_m =$	16.0	Kg/cm2
CONDIZIONE DI VERIFICA			CONDIZIONE DI VERIFICA		
$\tau_d / f_{v,d} < 1$			$\tau_d / f_{v,d} < 1$		
VERIFICATA			VERIFICATA		

VERIFICHE SLE					
VALORI DI CALCOLO DELLE DEFORMAZIONI					
Combinazione 1			Combinazione 2		
tipo di legno	Legno Massiccio		tipo di legno	Legno Massiccio	
classe di servizio	1	interno	classe di servizio	1	interno
classe di durata	D (BREVE)	neve	classe di durata	C (MEDIA)	neve
γ_M	1.00		γ_M	1.00	
Kdef	0.60		Kdef	0.60	

VERIFICA A DEFORMABILITA' - neve+vento					
b =	11	cm			
h =	20	cm			
Momento d'inerzia Jx =	7333	cm4			
Momento d'inerzia Jy =	2218	cm4			
Modulo elastico E =	110000	Kg/cm2			
controfreccia Wc =	0	cm			
Categoria azione variabile	H				
quota s l. m.	500	m slm			
Combinazione Rara					
$F_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$			1	472	Kg/ml
			max	472	Kg/ml
Combinazione Frequente					
$F_d = G_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$			1	260	Kg/ml
			2	321	Kg/ml
			3	340	Kg/ml
			max	340	Kg/ml
Combinazione Quasi Permanente					
$F_d = G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$			1	311	Kg/ml
			max	311	Kg/ml
Fd (GK) =				311	Kg/ml
Fd ($\psi_2 \cdot Q_{k1}$) =				0	Kg/ml
Fd ($\psi_2 \cdot Q_{K_neve}$) =				0	Kg/ml
Fd ($\psi_2 \cdot Q_{K_vento}$) =				0	Kg/ml
Fd ($\psi_2 \cdot Q_{K_manutenz.}$) =				0	Kg/ml
			max	0	Kg/ml
Combinazione Rara solo carichi accidenta					
$F_d = Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$			1	172	Kg/ml
			2	119	Kg/ml
			3	160	Kg/ml
			max	172	Kg/ml

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Freccia iniziale, carichi accidentali Q_0 comb. Rara	$W_{f,accione}$	$W_{taglio} = 1.2 \cdot q l^2 / 8GA'$	$W_{in,Q(rare)}$	
$5/384 \times Q_0 L^4 / EI + 1.2 \times Q_0 l^2 / 8GA'$	0.49	0.02	0.51	cm
$5/384 \times Q_0 L^4 / EI + 1.2 \times Q_0 l^2 / 8GA'$	0.65	0.01	0.66	cm
Freccia differita, carichi accidentali Q_0 comb. QP			$W_{in,Q(Perm.)} \times k_{def}$	
$5/384 \times Q_0 L^4 / EI + 1.2 \times Q_0 l^2 / 8GA' =$	0.00	0.00	0.00	cm
$5/384 \times Q_0 L^4 / EI + 1.2 \times Q_0 l^2 / 8GA' =$	0.00	0.00	0.00	cm
Freccia iniziale, carichi Permanenti G			$W_{in,G}$	
$5/384 \times G_0 L^4 / EI + 1.2 \times G_0 l^2 / 8GA' =$	0.88	0.04	0.92	cm
$5/384 \times G_0 L^4 / EI + 1.2 \times G_0 l^2 / 8GA' =$	1.18	0.02	1.20	cm
Freccia differita, carichi Permanenti G			$W_{in,G} \times k_{def}$	
$5/384 \times Q_0 L^4 / EI + 1.2 \times Q_0 l^2 / 8GA' =$	0.88	0.04	1.48	cm
$5/384 \times Q_0 L^4 / EI + 1.2 \times Q_0 l^2 / 8GA' =$	1.18	0.02	1.91	cm



$W_{in,Q(rare)} < L /$	300	0.83	1.24	VERIFICATA
$W_{fin,Q} = W_{in,Q(rare)} + W_{in,Q(Perm.)} \cdot k_{def} < L /$	250	0.83	1.48	VERIFICATA
$W_{net, fin} = W_{in,G} (1 + k_{def}) + W_{in,Q(rare)} + W_{in,Q(Perm.)} \cdot k_{def} < L /$	200	3.25	1.86	NON VERIFICATA

Campo C

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL MATERIALE			
SPECIE	CATEGORIA	C14	U.D.M
$E_{0mean} //$		110000	Kg/cm ²
$E \uparrow$		3700	Kg/cm ²
G_{mean}		6900	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a flessione $// f_{m,k}$		150	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione $// f_{t,0,g,k}$		90	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione $\uparrow f_{t,90,g,k}$		40	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione $// f_{c,0,g,k}$		170	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione $\uparrow f_{c,90,g,k}$		30	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a taglio e torsione $f_{v,g,k}$		30	Kg/cm ²
$E //_{0,05}$		74000	Kg/cm ²

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

		U.D.M
Luce di calcolo effettiva	9.00	m
Base della trave (b)	23	cm
Altezza della trave (h)	24	cm
larghezza area di competenza (i)	120	cm
Angolo di falda	22	°
Interasse effettivo	129	cm
Area sezione	552	cmq
Momento d'inerzia Jx	26496	cm4
Modulo di resistenza Wx	2208	cm3
Modulo di resistenza Wy	2116	cm3

ANALISI DEI CARICHI

Descrizione	Spessore (cm)	Peso spec.(Kg/m3)		U.D.M
PESO PROPRIO ELEMENTO G1		520	24	Kg/m2
CARICHI PERMANENTI G2			250	Kg/m2
TOTALE PERMANENTI (G)			274	Kg/m2
CARICHI ACCIDENTALI				
Accidentale(QK)			50	Kg/m1
Neve (Qn)			120	Kg/m2
Vento (Qv)			39	Kg/m2
TOTALE ACCIDENTALI			209	Kg/m2
CARICO CONCENTRATO (P1)			0	Kg
P FATTORIZZATO SLU			0	Kg

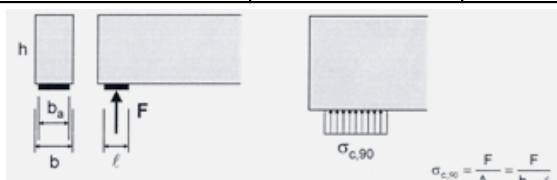
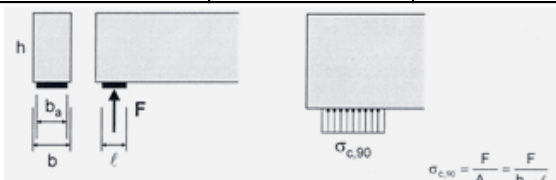
VERIFICHE SLU
SOLLECITAZIONI Combinazione 1: permanenti + neve+vento

$F_d = g_g \times G_k + g_q \times (Q_{1k} + \gamma_0 \times Q_{ik})$		
$q_{dc1} =$	722	Kg/ml
Taglio		
TA	3250	Kg
TB	-3250	Kg
Momento flettente tot = $QL^2/8$		
M_{AB}	-7313	Kgm
Freccia max SLU		
$f_{MAX SLU1}$	-14.60	cm
SOLLECITAZIONI Combinazione 2: permanenti + neve		
$F_d = g_g \times G_k + g_q \times Q_{1k}$		
$q_{dc2} =$	677	Kg/ml
Taglio		
TA	3046	Kg
TB	-3046	Kg
Momento flettente tot = $QL^2/8$		
M_{AB}	-6853	Kgm
Freccia max SLU		
$f_{MAX SLU2}$	-13.68	cm

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

VALORI DI CALCOLO DELLE RESISTENZA					
Combinazione 1			Combinazione 2		
tipo di legno	LEGNO		tipo di legno	LEGNO	
classe di servizio	1	interno	classe di servizio	1	interno
classe di durata	D (BREVE)	neve+vento	classe di durata	C (MEDIA)	neve
γ_M	1.50		γ_M	1.50	
K_{mod1}	0.90		K_{mod2}	0.80	
VERIFICA A FLESSIONE E SVERGOLAMENTO					
Combinazione 1			Combinazione 2		
Momento max =	7313	Kgm	Momento max =	6853	Kgm
$M_{dx} =$	6781	Kgm	$M_{dx} =$	6354	Kgm
$M_{dy} =$	2740	Kgm	$M_{dy} =$	2567	Kgm
$\sigma_{m,x,d} = M_{dx}/W_x =$	307	Kg/cm ²	$\sigma_{m,x,d} = M_{dx}/W_x =$	288	Kg/cm ²
$\sigma_{m,y,d} = M_{dy}/W_y =$	129	Kg/cm ²	$\sigma_{m,y,d} = M_{dy}/W_y =$	121	Kg/cm ²
k_m	0.7		k_m	0.7	
A) $\sigma_{m,x,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}$	398		A) $\sigma_{m,x,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}$	373	
B) $k_m \cdot \sigma_{m,x,d} + \sigma_{m,y,d}$	344		B) $k_m \cdot \sigma_{m,x,d} + \sigma_{m,y,d}$	323	
$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M =$	90	Kg/cm ²	$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M =$	80	Kg/cm ²
CONDIZIONE DI VERIFICA			CONDIZIONE DI VERIFICA		
§ 4.4.8.1.6			§ 4.4.8.1.6		
$\sigma_{m,cr} =$	1426	N/mm ²	$\sigma_{m,cr} =$	1426	N/mm ²
$\lambda_{rel,m} =$	0.32		$\lambda_{rel,m} =$	0.32	
$K_{crit} =$	1.00		$K_{crit} =$	1.00	
$K_{crit} \cdot f_{m,d} =$	90		$K_{crit} \cdot f_{m,d} =$	80	
$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	441.92%		$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	465.90%	
$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	382.71%		$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	403.47%	
NON VERIFICATA			NON VERIFICATA		

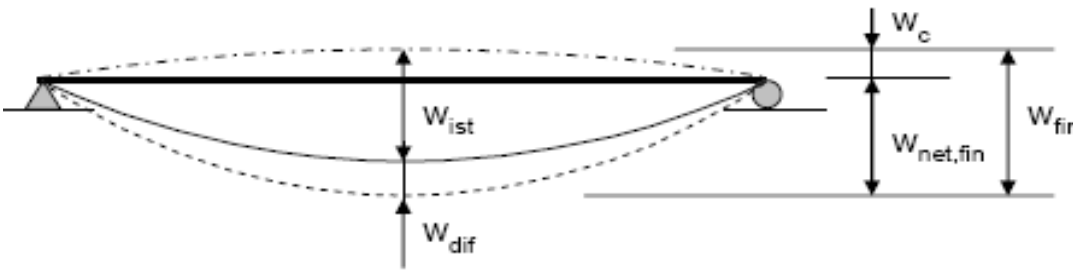
Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

VERIFICA A TAGLIO					
Combinazione 1			Combinazione 2		
$(V_{x,d}^2+V_{y,d}^2)^{1/2}$	3250	Kg	Vd =	3046	Kg
$\tau_d = 1.5*Vd/b*h$	8.8	Kg/cm2	$\tau_d = 1.5*Vd/b*h$	8.3	Kg/cm2
$f_{v,d} = K_{mod}*f_{v,k}/\gamma_m =$	18.0	Kg/cm2	$f_{v,d} = K_{mod}*f_{v,k}/\gamma_m =$	16.0	Kg/cm2
CONDIZIONE DI VERIFICA			CONDIZIONE DI VERIFICA		
$\tau_d/f_{v,d} < 1$			$\tau_d/f_{v,d} < 1$		
VERIFICATA			VERIFICATA		
VERIFICA A SCHIACCIAMENTO SUGLI APPOGGI					
Combinazione 1			Combinazione 2		
$F_{c,90,d} = Vd$	3250	Kg	$F_{c,90,d} = Vd$	3046	Kg
dim. appoggio "A"	6	cm	dim. appoggio "A"	6	cm
dim. appoggio "B"	23	cm	dim. appoggio "B"	23	cm
					
$\sigma_{c,90,d} = F_{c,90,d} / A_{90}$	23.6	Kg/cm2	$\sigma_{c,90,d} = F_{c,90,d} / A_{90}$	22.1	Kg/cm2
$f_{c,90,d} = K_{mod}*f_{c,90,k}/\gamma_m$	18.0	Kg/cm2	$f_{c,90,d} = K_{mod}*f_{c,90,k}/\gamma_m$	16.0	Kg/cm2
CONDIZIONE DI VERIFICA			CONDIZIONE DI VERIFICA		
$\sigma_{c,90,d} < 1.5* f_{c,90,d}$			$\sigma_{c,90,d} < 1.5* f_{c,90,d}$		
$1.5* f_{c,90,d} =$	27.0	Kg/cm2	$1.5* f_{c,90,d} =$	24.0	Kg/cm2
VERIFICATA			VERIFICATA		
VERIFICHE SLE					
VALORI DI CALCOLO DELLE DEFORMAZIONI					
Combinazione 1			Combinazione 2		
tipo di legno	Legno Massiccio		tipo di legno	Legno Massiccio	
classe di servizio	1	interno	classe di servizio	1	interno
classe di durata	D (BREVE)	neve	classe di durata	C (MEDIA)	neve
γ_M	1.00		γ_M	1.00	
Kdef	0.60		Kdef	0.60	

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

VERIFICA A DEFORMABILITA' - neve+vento				
b =	23	cm		
h =	24	cm		
Momento d'inerzia Jx =	26496	cm ⁴		
Momento d'inerzia Jy =	24334	cm ⁴		
Modulo elastico E =	110000	Kg/cm ²		
controfreccia Wc =	0	cm		
Categoria azione variabile	H			
quota s.l. m.	500	m s.l.m.		
Combinazione Rara				
$F_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$		1	489	Kg/ml
		max	489	Kg/ml
Combinazione Frequente				
$F_d = G_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$		1 ✓	274	Kg/ml
		2	338	Kg/ml
		3	358	Kg/ml
		max	358	Kg/ml
Combinazione Quasi Permanente				
$F_d = G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$		1	329	Kg/ml
		max	329	Kg/ml
Fd (GK) =			329	Kg/ml
Fd ($\psi_2 \cdot Q_{k1}$) =		✓	0	Kg/ml
Fd ($\psi_2 \cdot Q_{K_neve}$) =			0	Kg/ml
Fd ($\psi_2 \cdot Q_{K_vento}$) =			0	Kg/ml
Fd ($\psi_2 \cdot Q_{K_manutenz.}$) =			0	Kg/ml
		max	0	Kg/ml
Combinazione Rara solo carichi accidenta				
$F_d = Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$		1	172	Kg/ml
		2	119	Kg/ml
		3	160	Kg/ml
		max	172	Kg/ml

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Freccia iniziale, carichi accidentali Q, comb. Rara	$W_{flessione}$	$W_{taglio} = 1.2 \cdot q l^2 / 8GA'$	$W_{in,Q(rara)}$	
$5/384 \times Q_x L^4 / EJ_x + 1.2 \times Q_x l^2 / 8GA'$	4.68	0.05	4.73	cm
$5/384 \times Q_y L^4 / EJ_y + 1.2 \times Q_y l^2 / 8GA'$	2.06	0.02	2.08	cm
Freccia differita, carichi accidentali Q, comb. Q.Pd			$W_{in,Q(Q.Pem.)} \times k_{def}$	
$5/384 \times Q_x L^4 / EJ + 1.2 \times Q_x l^2 / 8GA' =$	0.00	0.00	0.00	cm
$5/384 \times Q_y L^4 / EJ + 1.2 \times Q_y l^2 / 8GA' =$	0.00	0.00	0.00	cm
Freccia iniziale, carichi Permanenti G			$W_{in,G}$	
$5/384 \times G_x L^4 / EJ + 1.2 \times G_x l^2 / 8GA' =$	8.93	0.10	9.03	cm
$5/384 \times G_y L^4 / EJ + 1.2 \times G_y l^2 / 8GA' =$	3.93	0.04	3.97	cm
Freccia differita, carichi Permanenti G			$W_{in,G} \times k_{def}$	
$5/384 \times Q_x L^4 / EJ + 1.2 \times Q_x l^2 / 8GA' =$	8.93	0.10	14.45	cm
$5/384 \times Q_y L^4 / EJ + 1.2 \times Q_y l^2 / 8GA' =$	3.93	0.04	6.35	cm
				
$W_{in,Q(Rara)} < L /$	300	5.16	3.00	NON VERIFICATA
$W_{fin,Q} = W_{in,Q(Rara)} + W_{in,Q(QP)} \cdot k_{def} < L /$	250	5.16	3.60	NON VERIFICATA
$W_{net,fin} = W_{in,G} \cdot (1 + k_{def}) + W_{in,Q(rara)} + W_{in,Q(QP)} \cdot k_{def} < L /$	200	20.95	4.50	NON VERIFICATA

Campo D

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL MATERIALE			
SPECIE	CATEGORIA	C14	U.D.M
$E_{0mean} //$		110000	Kg/cm ²
$E \uparrow$		3700	Kg/cm ²
G_{mean}		6900	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a flessione $// f_{m,k}$		150	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione $// f_{t,0,g,k}$		90	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione $\uparrow f_{t,90,g,k}$		40	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione $// f_{c,0,g,k}$		170	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione $\uparrow f_{c,90,g,k}$		30	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a taglio e torsione $f_{v,g,k}$		30	Kg/cm ²
$E //_{0,05}$		74000	Kg/cm ²

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

		U.D.M
Luce di calcolo effettiva	6.83	m
Base della trave (b)	20	cm
Altezza della trave (h)	29	cm
larghezza area di competenza (i)	120	cm
Angolo di falda	22	°
Interasse effettivo	129	cm
Area sezione	580	cmq
Momento d'inerzia Jx	40648	cm4
Modulo di resistenza Wx	2803	cm3
Modulo di resistenza Wy	1933	cm3

ANALISI DEI CARICHI

Descrizione	Spessore (cm)	Peso spec.(Kg/m3)		U.D.M
PESO PROPRIO ELEMENTO G1		520	25	Kg/m2
CARICHI PERMANENTI G2			250	Kg/m2
TOTALE PERMANENTI (G)			275	Kg/m2
CARICHI ACCIDENTALI				
Accidentale(QK)			50	Kg/m1
Neve (Qn)			120	Kg/m2
Vento (Qv)			39	Kg/m2
TOTALE ACCIDENTALI			209	Kg/m2
CARICO CONCENTRATO (P1)			0	Kg
P FATTORIZZATO SLU			0	Kg

VERIFICHE SLU
SOLLECITAZIONI Combinazione 1: permanenti + neve+vento

$F_d = g_g \times G_k + g_q \times (Q_{1k} + \gamma_0 \times Q_{ik})$		
	q_{dc1} =	724 Kg/ml
Taglio		
TA	2474	Kg
TB	-2474	Kg
Momento flettente tot = $QL^2/8$		
M _{AB}	-4224	Kgm
Freccia max SLU		
f _{MAX SLU1}	-3.17	cm
SOLLECITAZIONI Combinazione 2: permanenti + neve		
$F_d = g_g \times G_k + g_q \times Q_{1k}$		
	q_{dc2} =	679 Kg/ml
Taglio		
TA	2318	Kg
TB	-2318	Kg
Momento flettente tot = $QL^2/8$		
M _{AB}	-3959	Kgm
Freccia max SLU		
f _{MAX SLU2}	-2.97	cm

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

VALORI DI CALCOLO DELLE RESISTENZA					
Combinazione 1			Combinazione 2		
tipo di legno	LEGNO		tipo di legno	LEGNO	
classe di servizio	1	interno	classe di servizio	1	interno
classe di durata	D (BREVE)	neve+vento	classe di durata	C (MEDIA)	neve
γ_M	1.50		γ_M	1.50	
K_{mod1}	0.90		K_{mod2}	0.80	

VERIFICA A FLESSIONE E SVERGOLAMENTO					
Combinazione 1			Combinazione 2		
Momento max =	4224	Kgm	Momento max =	3959	Kgm
$M_{dx} =$	3916	Kgm	$M_{dx} =$	3671	Kgm
$M_{dy} =$	1582	Kgm	$M_{dy} =$	1483	Kgm
$\sigma_{m,x,d} = M_{dx}/W_x =$	140	Kg/cm ²	$\sigma_{m,x,d} = M_{dx}/W_x =$	131	Kg/cm ²
$\sigma_{m,y,d} = M_{dy}/W_y =$	82	Kg/cm ²	$\sigma_{m,y,d} = M_{dy}/W_y =$	77	Kg/cm ²
k_m	0.7		k_m	0.7	
A) $\sigma_{m,x,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}$	197		A) $\sigma_{m,x,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}$	185	
B) $k_m \cdot \sigma_{m,x,d} + \sigma_{m,y,d}$	180		B) $k_m \cdot \sigma_{m,x,d} + \sigma_{m,y,d}$	168	
$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_m =$	90	Kg/cm ²	$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_m =$	80	Kg/cm ²
CONDIZIONE DI VERIFICA			CONDIZIONE DI VERIFICA		
§ 4.4.8.1.6			§ 4.4.8.1.6		
$\sigma_{m,cr} =$	1176	N/mm ²	$\sigma_{m,cr} =$	1176	N/mm ²
$\lambda_{rel,m} =$	0.36		$\lambda_{rel,m} =$	0.36	
$K_{crit} =$	1.00		$K_{crit} =$	1.00	
$K_{crit} \cdot f_{m,d} =$	90		$K_{crit} \cdot f_{m,d} =$	80	
$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	218.87%		$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	230.79%	
$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	199.59%		$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	210.45%	
NON VERIFICATA			NON VERIFICATA		

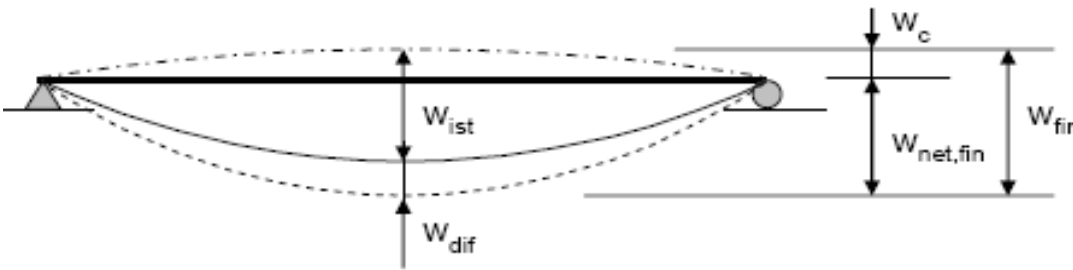
VERIFICA A TAGLIO					
Combinazione 1			Combinazione 2		
$(V_{x,d}^2 + V_{y,d}^2)^{1/2}$	2474	Kg	$V_d =$	2318	Kg
$\tau_d = 1.5 \cdot V_d / b \cdot h$	6.4	Kg/cm ²	$\tau_d = 1.5 \cdot V_d / b \cdot h$	6.0	Kg/cm ²
$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_m =$	18.0	Kg/cm ²	$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_m =$	16.0	Kg/cm ²
CONDIZIONE DI VERIFICA			CONDIZIONE DI VERIFICA		
$\tau_d / f_{v,d} < 1$			$\tau_d / f_{v,d} < 1$		
VERIFICATA			VERIFICATA		

VERIFICHE SLE					
VALORI DI CALCOLO DELLE DEFORMAZIONI					
Combinazione 1			Combinazione 2		
tipo di legno	Legno Massiccio		tipo di legno	Legno Massiccio	
classe di servizio	1	interno	classe di servizio	1	interno
classe di durata	D (BREVE)	neve	classe di durata	C (MEDIA)	neve
γ_M	1.00		γ_M	1.00	
K_{def}	0.60		K_{def}	0.60	

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

VERIFICA A DEFORMABILITA' - neve+vento				
b =	20	cm		
h =	29	cm		
Momento d'inerzia Jx =	40648	cm ⁴		
Momento d'inerzia Jy =	19333	cm ⁴		
Modulo elastico E =	110000	Kg/cm ²		
controfreccia Wc =	0	cm		
Categoria azione variabile	H			
quota s.l. m.	500	m s.l.m.		
Combinazione Rara				
$F_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$		1	490	Kg/ml
		max	490	Kg/ml
Combinazione Frequente				
$F_d = G_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$		1 ✓	275	Kg/ml
		2	340	Kg/ml
		3	359	Kg/ml
		max	359	Kg/ml
Combinazione Quasi Permanente				
$F_d = G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$		1	330	Kg/ml
		max	330	Kg/ml
Fd (GK) =			330	Kg/ml
Fd ($\psi_2 \cdot Q_{k1}$) =		✓	0	Kg/ml
Fd ($\psi_2 \cdot Q_{K_neve}$) =			0	Kg/ml
Fd ($\psi_2 \cdot Q_{K_vento}$) =			0	Kg/ml
Fd ($\psi_2 \cdot Q_{K_manutenz.}$) =			0	Kg/ml
		max	0	Kg/ml
Combinazione Rara solo carichi accidenta				
$F_d = Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$		1	172	Kg/ml
		2	119	Kg/ml
		3	160	Kg/ml
		max	172	Kg/ml

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Freccia iniziale, carichi accidentali Q, comb. Rara	$W_{flessione}$	$W_{taglio} = 1.2 \cdot q l^2 / 8GA'$	$W_{in,Q(rara)}$	
$5/384 \times Q_x L^4 / EJ_x + 1.2 \times Q_x l^2 / 8GA'$	1.01	0.03	1.04	cm
$5/384 \times Q_y L^4 / EJ_y + 1.2 \times Q_y l^2 / 8GA'$	0.86	0.01	0.87	cm
Freccia differita, carichi accidentali Q, comb. Q.Pd			$W_{in,Q(Q.Pem.)} \times k_{def}$	
$5/384 \times Q_x L^4 / EJ + 1.2 \times Q_x l^2 / 8GA' =$	0.00	0.00	0.00	cm
$5/384 \times Q_y L^4 / EJ + 1.2 \times Q_y l^2 / 8GA' =$	0.00	0.00	0.00	cm
Freccia iniziale, carichi Permanenti G			$W_{in,G}$	
$5/384 \times G_x L^4 / EJ + 1.2 \times G_x l^2 / 8GA' =$	1.94	0.05	1.99	cm
$5/384 \times G_y L^4 / EJ + 1.2 \times G_y l^2 / 8GA' =$	1.65	0.02	1.67	cm
Freccia differita, carichi Permanenti G			$W_{in,G} \times k_{def}$	
$5/384 \times Q_x L^4 / EJ + 1.2 \times Q_x l^2 / 8GA' =$	1.94	0.05	3.19	cm
$5/384 \times Q_y L^4 / EJ + 1.2 \times Q_y l^2 / 8GA' =$	1.65	0.02	2.67	cm
				
$W_{in,Q(Rara)} < L /$	300	1.36	2.28	VERIFICATA
$W_{fin,Q} = W_{in,Q(Rara)} + W_{in,Q(QP)} \cdot k_{def} < L /$	250	1.36	2.73	VERIFICATA
$W_{net,fin} = W_{in,G} \cdot (1 + k_{def}) + W_{in,Q(rara)} + W_{in,Q(QP)} \cdot k_{def} < L /$	200	5.52	3.42	NON VERIFICATA

Campo F

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL MATERIALE			
SPECIE	CATEGORIA	C14	U.D.M
$E_{0mean} //$		110000	Kg/cm ²
$E \uparrow$		3700	Kg/cm ²
G_{mean}		6900	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a flessione $// f_{m,k}$		150	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione $// f_{t,0,g,k}$		90	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione $\uparrow f_{t,90,g,k}$		40	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione $// f_{c,0,g,k}$		170	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione $\uparrow f_{c,90,g,k}$		30	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a taglio e torsione $f_{v,g,k}$		30	Kg/cm ²
$E //_{0,05}$		74000	Kg/cm ²

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

		U.D.M
Luce di calcolo effettiva	7.80	m
Base della trave (b)	21	cm
Altezza della trave (h)	24	cm
larghezza area di competenza (i)	120	cm
Angolo di falda	22	α°
Interasse effettivo	129	cm
Area sezione	504	cmq
Momento d'inerzia Jx	24192	cm4
Modulo di resistenza Wx	2016	cm3
Modulo di resistenza Wy	1764	cm3

ANALISI DEI CARICHI

Descrizione	Spessore (cm)	Peso spec.(Kg/m3)		U.D.M
PESO PROPRIO ELEMENTO G1		520	22	Kg/m2
CARICHI PERMANENTI G2			250	Kg/m2
TOTALE PERMANENTI (G)			272	Kg/m2
CARICHI ACCIDENTALI				
Accidentale(QK)			50	Kg/m1
Neve (Qn)			120	Kg/m2
Vento (Qv)			39	Kg/m2
TOTALE ACCIDENTALI			209	Kg/m2
CARICO CONCENTRATO (P1)			0	Kg
P FATTORIZZATO SLU			0	Kg

VERIFICHE SLU
SOLLECITAZIONI Combinazione 1: permanenti + neve+vento

$F_d = g_g \times G_k + g_q \times (Q_{1k} + \gamma_0 \times Q_{lk})$		
$q_{dc1} =$	719	Kg/ml
Taglio		
TA	2803	Kg
TB	-2803	Kg
Momento flettente tot = $QL^2/8$		
M_{AB}	-5466	Kgm
Freccia max SLU		
$f_{MAX SLU1}$	-8.98	cm
SOLLECITAZIONI Combinazione 2: permanenti + neve		
$F_d = g_g \times G_k + g_q \times Q_{1k}$		
$q_{dc2} =$	673	Kg/ml
Taglio		
TA	2626	Kg
TB	-2626	Kg
Momento flettente tot = $QL^2/8$		
M_{AB}	-5121	Kgm
Freccia max SLU		
$f_{MAX SLU2}$	-8.41	cm

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

VALORI DI CALCOLO DELLE RESISTENZA					
Combinazione 1			Combinazione 2		
tipo di legno	LEGNO		tipo di legno	LEGNO	
classe di servizio	1	interno	classe di servizio	1	interno
classe di durata	D (BREVE)	neve+vento	classe di durata	C (MEDIA)	neve
γ_M	1.50		γ_M	1.50	
K_{mod1}	0.90		K_{mod2}	0.80	

VERIFICA A FLESSIONE E SVERGOLAMENTO					
Combinazione 1			Combinazione 2		
Momento max =	5466	Kgm	Momento max =	5121	Kgm
M_{dx} =	5068	Kgm	M_{dx} =	4748	Kgm
M_{dy} =	2048	Kgm	M_{dy} =	1918	Kgm
$\sigma_{m,x,d} = M_{dx}/W_x$ =	251	Kg/cm ²	$\sigma_{m,x,d} = M_{dx}/W_x$ =	236	Kg/cm ²
$\sigma_{m,y,d} = M_{dy}/W_y$ =	116	Kg/cm ²	$\sigma_{m,y,d} = M_{dy}/W_y$ =	109	Kg/cm ²
k_m	0.7		k_m	0.7	
A) $\sigma_{m,x,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}$	333		A) $\sigma_{m,x,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}$	312	
B) $k_m \cdot \sigma_{m,x,d} + \sigma_{m,y,d}$	292		B) $k_m \cdot \sigma_{m,x,d} + \sigma_{m,y,d}$	274	
$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_m$ =	90	Kg/cm ²	$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_m$ =	80	Kg/cm ²
CONDIZIONE DI VERIFICA			CONDIZIONE DI VERIFICA		
§ 4.4.8.1.6			§ 4.4.8.1.6		
$\sigma_{m,cr}$ =	1372	N/mm ²	$\sigma_{m,cr}$ =	1372	N/mm ²
$\lambda_{rel,m}$ =	0.33		$\lambda_{rel,m}$ =	0.33	
K_{crit} =	1.00		K_{crit} =	1.00	
$K_{crit} \cdot f_{m,d}$ =	90		$K_{crit} \cdot f_{m,d}$ =	80	
$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	369.64%		$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	389.56%	
$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	324.53%		$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	342.02%	
NON VERIFICATA			NON VERIFICATA		

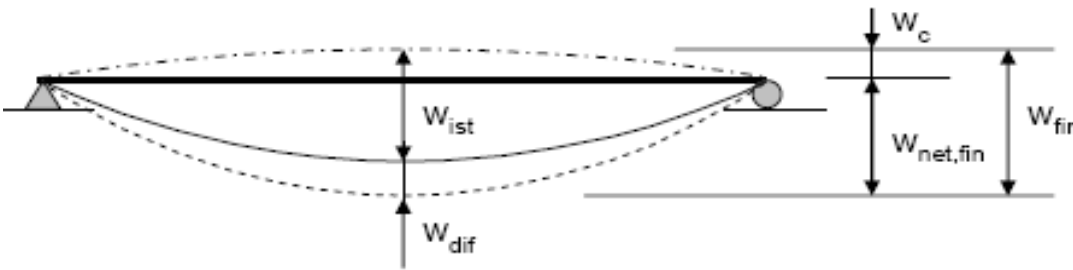
VERIFICA A TAGLIO					
Combinazione 1			Combinazione 2		
$(V_{x,d}^2 + V_{y,d}^2)^{1/2}$	2803	Kg	V_d =	2626	Kg
$\tau_d = 1.5 \cdot V_d / b \cdot h$	8.3	Kg/cm ²	$\tau_d = 1.5 \cdot V_d / b \cdot h$	7.8	Kg/cm ²
$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_m$ =	18.0	Kg/cm ²	$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_m$ =	16.0	Kg/cm ²
CONDIZIONE DI VERIFICA			CONDIZIONE DI VERIFICA		
$\tau_d / f_{v,d} < 1$			$\tau_d / f_{v,d} < 1$		
VERIFICATA			VERIFICATA		

VERIFICHE SLE					
VALORI DI CALCOLO DELLE DEFORMAZIONI					
Combinazione 1			Combinazione 2		
tipo di legno	Legno Massiccio		tipo di legno	Legno Massiccio	
classe di servizio	1	interno	classe di servizio	1	interno
classe di durata	D (BREVE)	neve	classe di durata	C (MEDIA)	neve
γ_M	1.00		γ_M	1.00	
K_{def}	0.60		K_{def}	0.60	

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

VERIFICA A DEFORMABILITA' - neve+vento				
b =	21	cm		
h =	24	cm		
Momento d'inerzia Jx =	24192	cm ⁴		
Momento d'inerzia Jy =	18522	cm ⁴		
Modulo elastico E =	110000	Kg/cm ²		
controfreccia Wc =	0	cm		
Categoria azione variabile	H			
quota s.l. m.	500	m s.l.m.		
Combinazione Rara				
$F_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$		1	486	Kg/ml
		max	486	Kg/ml
Combinazione Frequente				
$F_d = G_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$		1 ✓	272	Kg/ml
		2	336	Kg/ml
		3	355	Kg/ml
		max	355	Kg/ml
Combinazione Quasi Permanente				
$F_d = G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$		1	326	Kg/ml
		max	326	Kg/ml
Fd (GK) =			326	Kg/ml
Fd ($\psi_2 \cdot Q_{k1}$) =		✓	0	Kg/ml
Fd ($\psi_2 \cdot Q_{K_neve}$) =			0	Kg/ml
Fd ($\psi_2 \cdot Q_{K_vento}$) =			0	Kg/ml
Fd ($\psi_2 \cdot Q_{K_manutenz.}$) =			0	Kg/ml
		max	0	Kg/ml
Combinazione Rara solo carichi accidenta				
$F_d = Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$		1	172	Kg/ml
		2	119	Kg/ml
		3	160	Kg/ml
		max	172	Kg/ml

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Freccia iniziale, carichi accidentali Q, comb. Rara	$W_{flessione}$	$W_{taglio} = 1.2 \cdot q l^2 / 8GA'$	$W_{in,Q(rara)}$	
$5/384 \times Q_x L^4 / EJ_x + 1.2 \times Q_x l^2 / 8GA'$	2.89	0.04	2.93	cm
$5/384 \times Q_y L^4 / EJ_y + 1.2 \times Q_y l^2 / 8GA'$	1.52	0.02	1.54	cm
Freccia differita, carichi accidentali Q, comb. Q.Pd			$W_{in,Q(Q.Pem.)} \times k_{def}$	
$5/384 \times Q_x L^4 / EJ + 1.2 \times Q_x l^2 / 8GA' =$	0.00	0.00	0.00	cm
$5/384 \times Q_y L^4 / EJ + 1.2 \times Q_y l^2 / 8GA' =$	0.00	0.00	0.00	cm
Freccia iniziale, carichi Permanenti G			$W_{in,G}$	
$5/384 \times G_x L^4 / EJ + 1.2 \times G_x l^2 / 8GA' =$	5.48	0.08	5.56	cm
$5/384 \times G_y L^4 / EJ + 1.2 \times G_y l^2 / 8GA' =$	2.89	0.03	2.92	cm
Freccia differita, carichi Permanenti G			$W_{in,G} \times k_{def}$	
$5/384 \times Q_x L^4 / EJ + 1.2 \times Q_x l^2 / 8GA' =$	5.48	0.08	8.89	cm
$5/384 \times Q_y L^4 / EJ + 1.2 \times Q_y l^2 / 8GA' =$	2.89	0.03	4.68	cm
				
$W_{in,Q(Rara)} < L /$	300	3.31	2.60	NON VERIFICATA
$W_{fin,Q} = W_{in,Q(Rara)} + W_{in,Q(QP)} \cdot k_{def} < L /$	250	3.31	3.12	NON VERIFICATA
$W_{net,fin} = W_{in,G} \cdot (1 + k_{def}) + W_{in,Q(rara)} + W_{in,Q(QP)} \cdot k_{def} < L /$	200	13.36	3.90	NON VERIFICATA

11.2.1.3 Interventi proposti

Gli interventi di rinforzo previsti per la zona A prevedono:

- Inserimento di briglie al fine di scaricare i puntoni e le saette eccessivamente sollecitati;
- Rifacimento dei collegamenti per gli elementi delle capriate.

Gli interventi di rinforzo previsti per la zona B prevedono:

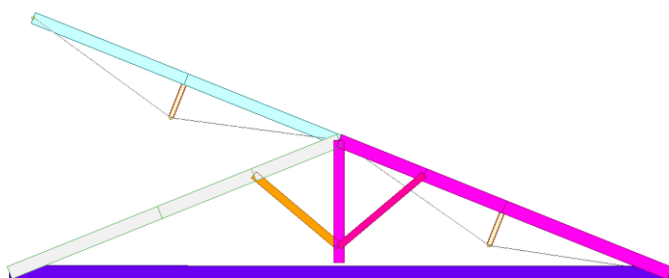
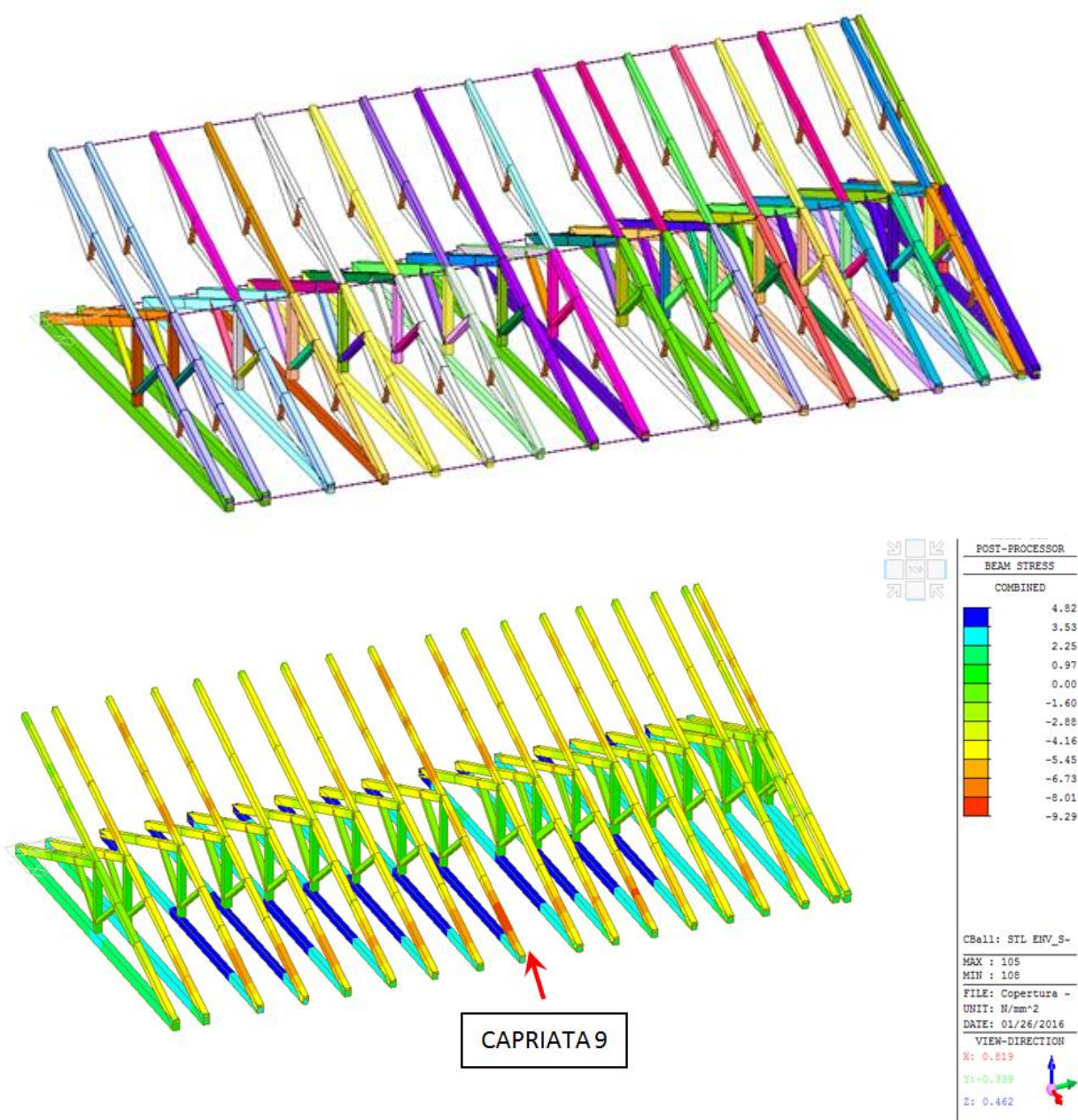
- Inserimento di travi ex novo in legno lamellare Gl28h ad interasse di 1.20m, in modo da scaricare le travi esistenti (per individuare la posizione in pianta delle nuove travi si veda l'elaborato IL04)

11.2.1.4 Verifiche stato di progetto

Zona A

Si riportano di seguito lo stato tensionale e le verifiche degli elementi più significativi delle capriate post intervento.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale



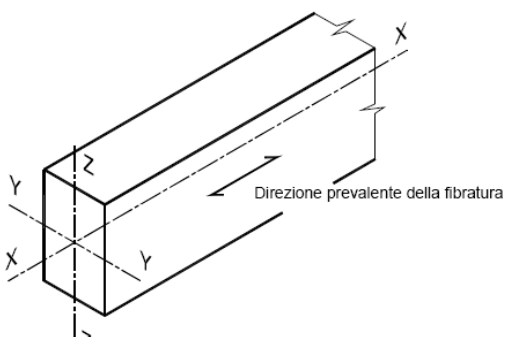
Elementi Capriata N°9

Tipologia	Dimensioni [cm]	b × h
Puntone DX	20 × 25	
Puntone SX	20 × 25	
Saetta DX	22 × 13	
Saetta SX	20 × 15	

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Diagonale Copertura 15 × 22

Verifica Puntone DX

Verifica sezione in legno - versione 1.1 β 2							
Classe di durata del carico		Breve durata					
		<i>meno di 1 settimana [neve a bassa quota]</i>					
Classe di servizio		1	UR < 65%		k_{mod}	0.9	
Tipologia		Legno massiccio				γ_m	1.50
Sezione	H [cm]	25.0	A [cm ²]	J _y [cm ⁴]	J _z [cm ⁴]	W _y [cm ³]	W _z [cm ³]
Rettangolare	B [cm]	20.0	500	26042	16667	2083	1667
Valori caratteristici del materiale						C14	
Proprietà di Resistenza [N/mm²]				Proprietà di modulo elastico [N/mm²]			
<i>Flessione*</i>		$f_{m,k}$	14.00	<i>parallelo medio</i>		$E_{0,m}$	7000
<i>Trazione parallela*</i>		$f_{t,0,k}$	8.00	<i>parallelo caratteristico</i>		$E_{0,05}$	4700
<i>Trazione perpendicolare</i>		$f_{t,90,k}$	0.40	<i>perpendicolare medio</i>		$E_{90,m}$	230
<i>Compressione parallela</i>		$f_{c,0,k}$	16.00	<i>tangenziale medio</i>		G_m	440
<i>Compressione perpendicolare</i>		$f_{c,90,k}$	2.00	Massa volumica [kg/m³]			
<i>Taglio</i>		$f_{v,k}$	3.00	<i>caratteristica</i>			
ρ_k		290					
Considero k_h ?		NO	$k_{h,fless,y}$	1.00	$k_{h,fless,z}$	1.00	$k_{h,traz}$
NO		<i>Il coefficiente k_h incrementa i valori caratteristici di flessione e trazione parallela</i>					
Stati limite ultimi							
Sollecitazioni [kN,kNm]							
N_d	140.00	kN					
T_{z,d}	0.00	kN					
T_{y,d}	0.00	kN					
M_{y,d}	9.00	kNm					
M_{z,d}	0.00	kNm					
M_{t,d}	0.00	kNm					

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

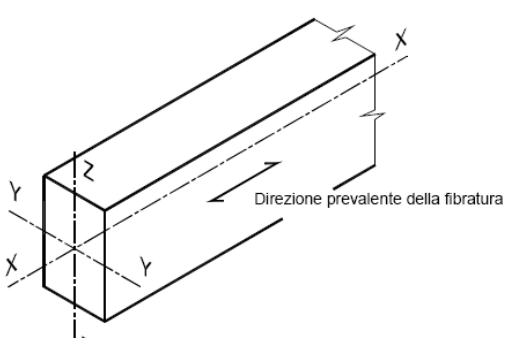
Verifiche di resistenza					
Trazione parallela alla fibratura			Verifica non necessaria		
Trazione perpendicolare alla fibratura			Da sviluppare		
Compressione parallela alla fibratura			La sezione è verificata		
$\sigma_{c,0,d}$	2.80	N/mm ²	<	$f_{c,0,d}$	9.60 N/mm ²
Compressione perpendicolare alla fibratura			Da sviluppare		
Compressione inclinata rispetto alla fibratura			Da sviluppare		
Flessione			La sezione è verificata		
$\sigma_{m,y,d}$	4.32	N/mm ²		$\sigma_{m,z,d}$	0.00 N/mm ²
$f_{m,y,d}$	8.40	N/mm ²		$f_{m,z,d}$	8.40 N/mm ²
k_m	0.70				
$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.51	<	1
$k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.36	<	1
Tensoflessione			Verifica non necessaria		
Pressoflessione			La sezione è verificata		
$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.60	<	1
$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.45	<	1
Taglio			Verifica non necessaria		
Torsione			Verifica non necessaria		
Taglio e Torsione			Verifica non necessaria		

Verifiche di stabilità					
Elementi inflessi - asse y			La sezione è verificata		
I_{eff}	600.00	cm			
$\sigma_{m,y,crit}$	98.72	N/mm ²	tensione critica di svergolamento		
λ_{rel}	0.38		snellezza relativa di svergolamento		
k_{crit}	1.00		coefficiente di sbandamento laterale		
$\sigma_{m,y,d} / (k_{crit} f_{m,y,d}) + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.51	<	1
$k_m \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} f_{m,y,d}) + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.36	<	1
Elementi inflessi - asse z			Verifica non necessaria		
Elementi tensoinflessi - asse y			Verifica non necessaria		
Elementi tensoinflessi - asse z			Verifica non necessaria		
Elementi compressi			La sezione è verificata		
l_0	320.00	cm	lunghezza di libera inflessione		
i_y	7.22	cm	raggio di inerzia y		
i_z	5.77	cm	raggio di inerzia z		
$\lambda_{rel,c,y}$	0.82		snellezza relativa y		
$\lambda_{rel,c,z}$	1.03		snellezza relativa z		
k	1.10				
$k_{crit,c}$	0.67		coefficiente di sbandamento laterale		
$\sigma_{c,0,d} / (k_{crit,c} f_{c,0,d})$			0.44	<	1
Elementi pressoinflessi - asse y			La sezione è verificata		
$\sigma_{c,0,d}/k_{crit,c} f_{c,0,d} + \sigma_{m,y,d}/k_{crit} f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}$			0.95	<	1
$\sigma_{c,0,d}/k_{crit,c} f_{c,0,d} + k_m \sigma_{m,y,d}/k_{crit} f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}$			0.80	<	1
Elementi pressoinflessi - asse z			Verifica non necessaria		

Verifica Puntone SX

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Verifica sezione in legno - versione 1.1 β 2

Classe di durata del carico								Breve durata			
								<i>meno di 1 settimana [neve a bassa quota]</i>			
Classe di servizio				1	UR < 65%			k_{mod}	0.9		
Tipologia				Legno massiccio				γ_m	1.50		
Sezione	H [cm]	25.0	A [cm ²]	J_y [cm ⁴]	J_z [cm ⁴]	W_y [cm ³]	W_z [cm ³]				
Rettangolare	B [cm]	20.0	500	26042	16667	2083	1667				
Valori caratteristici del materiale								C14			
Proprietà di Resistenza [N/mm²]						Proprietà di modulo elastico [N/mm²]					
Flessione*		$f_{m,k}$	14.00	parallelo medio		$E_{0,m}$	7000				
Trazione parallela*		$f_{t,0,k}$	8.00	parallelo caratteristico		$E_{0,05}$	4700				
Trazione perpendicolare		$f_{t,90,k}$	0.40	perpendicolare medio		$E_{90,m}$	230				
Compressione parallela		$f_{c,0,k}$	16.00	tangenziale medio		G_m	440				
Compressione perpendicolare		$f_{c,90,k}$	2.00	Massa volumica [kg/m³]							
Taglio		$f_{v,k}$	3.00	caratteristica		ρ_k	290				
Considero k_h ?		NO	$k_{h,fless,y}$	1.00	$k_{h,fless,z}$	1.00	$k_{h,traz}$	1.00			
Il coefficiente k_h incrementa i valori caratteristici di flessione e trazione parallela											
Stati limite ultimi											
Sollecitazioni [kN,kNm]											
N_d	84.00	kN									
$T_{z,d}$	0.00	kN									
$T_{y,d}$	0.00	kN									
$M_{y,d}$	7.05	kNm									
$M_{z,d}$	0.00	kNm									
$M_{t,d}$	0.00	kNm									

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

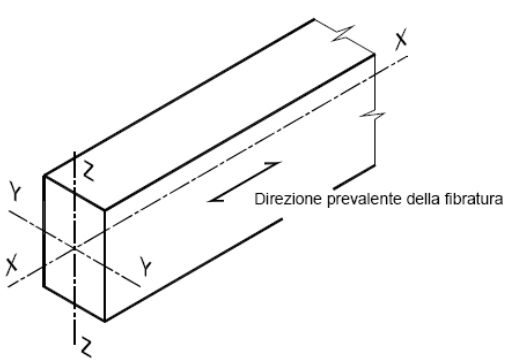
Verifiche di resistenza					
Trazione parallela alla fibratura			Verifica non necessaria		
Trazione perpendicolare alla fibratura			Da sviluppare		
Compressione parallela alla fibratura			La sezione è verificata		
$\sigma_{c,0,d}$	1.68	N/mm ²	<	$f_{c,0,d}$	9.60 N/mm ²
Compressione perpendicolare alla fibratura			Da sviluppare		
Compressione inclinata rispetto alla fibratura			Da sviluppare		
Flessione			La sezione è verificata		
$\sigma_{m,y,d}$	3.38	N/mm ²		$\sigma_{m,z,d}$	0.00 N/mm ²
$f_{m,y,d}$	8.40	N/mm ²		$f_{m,z,d}$	8.40 N/mm ²
k_m	0.70				
$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.40	<	1
$k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.28	<	1
Tensoflessione			Verifica non necessaria		
Pressoflessione			La sezione è verificata		
$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.43	<	1
$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.31	<	1
Taglio			Verifica non necessaria		
Torsione			Verifica non necessaria		
Taglio e Torsione			Verifica non necessaria		

Verifiche di stabilità					
Elementi inflessi - asse y			La sezione è verificata		
l_{eff}	600.00	cm			
$\sigma_{m,y,crit}$	98.72	N/mm ²	tensione critica di svergolamento		
λ_{rel}	0.38		snellezza relativa di svergolamento		
k_{crit}	1.00		coefficiente di sbandamento laterale		
$\sigma_{m,y,d} / (k_{crit} f_{m,y,d}) + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.40	<	1
$k_m \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} f_{m,y,d}) + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.28	<	1
Elementi inflessi - asse z			Verifica non necessaria		
Elementi tensoinflessi - asse y			Verifica non necessaria		
Elementi tensoinflessi - asse z			Verifica non necessaria		
Elementi compressi			La sezione è verificata		
l_0	320.00	cm	lunghezza di libera inflessione		
i_y	7.22	cm	raggio di inerzia y		
i_z	5.77	cm	raggio di inerzia z		
$\lambda_{rel,c,y}$	0.82		snellezza relativa y		
$\lambda_{rel,c,z}$	1.03		snellezza relativa z		
k	1.10				
$k_{crit,c}$	0.67		coefficiente di sbandamento laterale		
$\sigma_{c,0,d} / (k_{crit,c} f_{c,0,d})$			0.26	<	1
Elementi pressoinflessi - asse y			La sezione è verificata		
$\sigma_{c,0,d}/k_{crit,c} f_{c,0,d} + \sigma_{m,y,d}/k_{crit} f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}$			0.67	<	1
$\sigma_{c,0,d}/k_{crit,c} f_{c,0,d} + k_m \sigma_{m,y,d}/k_{crit} f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}$			0.54	<	1
Elementi pressoinflessi - asse z			Verifica non necessaria		

Verifica Saetta DX

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Verifica sezione in legno - versione 1.1 β 2

Classe di durata del carico								Breve durata				
								<i>meno di 1 settimana [neve a bassa quota]</i>				
Classe di servizio				1	UR < 65%			k_{mod}	0.9			
Tipologia				Legno massiccio					γ_m	1.50		
Sezione		H [cm]	13.0	A [cm ²]	J_y [cm ⁴]	J_z [cm ⁴]	W_y [cm ³]	W_z [cm ³]				
Rettangolare		B [cm]	22.0	286	4028	11535	620	1049				
Valori caratteristici del materiale								C14				
Proprietà di Resistenza [N/mm²]						Proprietà di modulo elastico [N/mm²]						
Flessione*		$f_{m,k}$	14.00	Trazione parallela*		$f_{t,0,k}$	8.00	parallelo medio		$E_{0,m}$	7000	
Trazione perpendicolare		$f_{t,90,k}$	0.40	Trazione parallela		$f_{c,0,k}$	16.00	parallelo caratteristico		$E_{0,05}$	4700	
Compressione parallela		$f_{c,0,k}$	16.00	Trazione perpendicolare		$f_{c,90,k}$	2.00	perpendicolare medio		$E_{90,m}$	230	
Compressione perpendicolare		$f_{c,90,k}$	2.00	Taglio		$f_{v,k}$	3.00	tangenziale medio		G_m	440	
								Massa volumica [kg/m³]				
								caratteristica		ρ_k	290	
Considero k_h ?		NO	$k_{h,fless,y}$	1.00	$k_{h,fless,z}$		1.00	$k_{h,traz}$		1.00		
Il coefficiente k_h incrementa i valori caratteristici di flessione e trazione parallela												
Stati limite ultimi												
Sollecitazioni [kN,kNm]												
N_d		9.50	kN									
$T_{z,d}$		0.00	kN									
$T_{y,d}$		0.00	kN									
$M_{y,d}$		0.00	kNm									
$M_{z,d}$		0.00	kNm									
$M_{t,d}$		0.00	kNm									

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

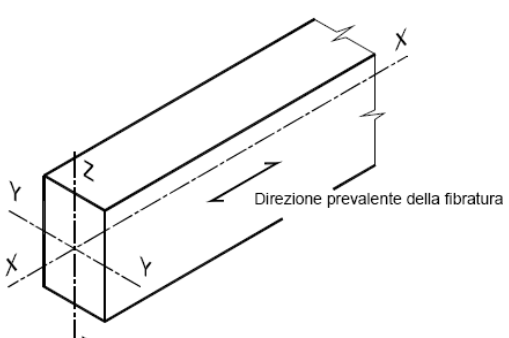
Verifiche di resistenza						
Trazione parallela alla fibratura				Verifica non necessaria		
Trazione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione parallela alla fibratura				La sezione è verificata		
$\sigma_{c,0,d}$	0.33	N/mm ²	<	$f_{c,0,d}$	9.60	N/mm ²
Compressione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione inclinata rispetto alla fibratura				Da sviluppare		
Flessione				Verifica non necessaria		
Tensoflessione				Verifica non necessaria		
Pressoflessione				Verifica non necessaria		
Taglio				Verifica non necessaria		
Torsione				Verifica non necessaria		
Taglio e Torsione				Verifica non necessaria		

Verifiche di stabilità				
Elementi inflessi - asse y			Verifica non necessaria	
Elementi inflessi - asse z			Verifica non necessaria	
Elementi tensoinflessi - asse y			Verifica non necessaria	
Elementi tensoinflessi - asse z			Verifica non necessaria	
Elementi compressi			La sezione è verificata	
l_0	215.00	cm	lunghezza di libera inflessione	
i_y	3.75	cm	raggio di inerzia y	
i_z	6.35	cm	raggio di inerzia z	
$\lambda_{rel,c,y}$	1.06		snellezza relativa y	
$\lambda_{rel,c,z}$	0.63		snellezza relativa z	
k	1.14			
$k_{crit,c}$	0.64		coefficiente di sbandamento laterale	
$\sigma_{c,0,d} / (k_{crit,c} f_{c,0,d})$			0.05	< 1
Elementi pressoinflessi - asse y			Verifica non necessaria	
Elementi pressoinflessi - asse z			Verifica non necessaria	

Verifica Saetta SX

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Verifica sezione in legno - versione 1.1 β 2

Classe di durata del carico								Breve durata				
								<i>meno di 1 settimana [neve a bassa quota]</i>				
Classe di servizio				1	UR < 65%			k_{mod}	0.9			
Tipologia				Legno massiccio					γ_m	1.50		
Sezione	H [cm]	15.0	A [cm ²]	J_y [cm ⁴]	J_z [cm ⁴]	W_y [cm ³]	W_z [cm ³]					
Rettangolare	B [cm]	20.0	300	5625	10000	750	1000					
Valori caratteristici del materiale								C14				
Proprietà di Resistenza [N/mm²]								Proprietà di modulo elastico [N/mm²]				
Flessione*		$f_{m,k}$	14.00		parallelo medio		$E_{0,m}$	7000				
Trazione parallela*		$f_{t,0,k}$	8.00		parallelo caratteristico		$E_{0,05}$	4700				
Trazione perpendicolare		$f_{t,90,k}$	0.40		perpendicolare medio		$E_{90,m}$	230				
Compressione parallela		$f_{c,0,k}$	16.00		tangenziale medio		G_m	440				
Compressione perpendicolare		$f_{c,90,k}$	2.00		Massa volumica [kg/m³]							
Taglio		$f_{v,k}$	3.00		caratteristica ρ_k 290							
Considero k_h ?		NO	$k_{h,fless,y}$	1.00		$k_{h,fless,z}$	1.00		$k_{h,traz}$	1.00		
Il coefficiente k_h incrementa i valori caratteristici di flessione e trazione parallela												
Stati limite ultimi												
Sollecitazioni [kN,kNm]												
N_d		9.50	kN									
$T_{z,d}$		0.00	kN									
$T_{y,d}$		0.00	kN									
$M_{y,d}$		0.00	kNm									
$M_{z,d}$		0.00	kNm									
$M_{t,d}$		0.00	kNm									

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

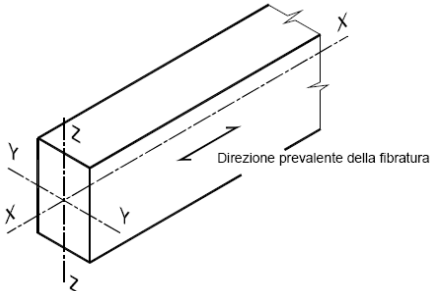
Verifiche di resistenza						
Trazione parallela alla fibratura				Verifica non necessaria		
Trazione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione parallela alla fibratura				La sezione è verificata		
$\sigma_{c,0,d}$	0.32	N/mm ²	<	$f_{c,0,d}$	9.60	N/mm ²
Compressione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione inclinata rispetto alla fibratura				Da sviluppare		
Flessione				Verifica non necessaria		
Tensoflessione				Verifica non necessaria		
Pressoflessione				Verifica non necessaria		
Taglio				Verifica non necessaria		
Torsione				Verifica non necessaria		
Taglio e Torsione				Verifica non necessaria		

Verifiche di stabilità				
Elementi inflessi - asse y			Verifica non necessaria	
Elementi inflessi - asse z			Verifica non necessaria	
Elementi tensoinflessi - asse y			Verifica non necessaria	
Elementi tensoinflessi - asse z			Verifica non necessaria	
Elementi compressi			La sezione è verificata	
l_0	215.00	cm	lunghezza di libera inflessione	
i_y	4.33	cm	raggio di inerzia y	
i_z	5.77	cm	raggio di inerzia z	
$\lambda_{rel,c,y}$	0.92		snellezza relativa y	
$\lambda_{rel,c,z}$	0.69		snellezza relativa z	
k	0.99			
$k_{crit,c}$	0.75		coefficiente di sbandamento laterale	
$\sigma_{c,0,d} / (k_{crit,c} f_{c,0,d})$			0.04	< 1
Elementi pressoinflessi - asse y			Verifica non necessaria	
Elementi pressoinflessi - asse z			Verifica non necessaria	

Verifica Catena

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Verifica sezione in legno - versione 1.1 β 2

Classe di durata del carico		Breve durata						
		meno di 1 settimana [neve a bassa quota]						
Classe di servizio		1	UR < 65%			k _{mod}	0.9	
Tipologia		Legno massiccio				γ _m	1.50	
Sezione Rettangolare	H [cm]	27.0	A [cm ²]	J _y [cm ⁴]	J _z [cm ⁴]	W _y [cm ³]	W _z [cm ³]	
	B [cm]	19.0	513	31165	15433	2309	1625	
Valori caratteristici del materiale						C14		
Proprietà di Resistenza [N/mm ²]				Proprietà di modulo elastico [N/mm ²]				
Flessione*		f _{m,k}	14.00	parallelo medio		E _{0,m}	7000	
Trazione parallela*		f _{t,0,k}	8.00	parallelo caratteristico		E _{0,05}	4700	
Trazione perpendicolare		f _{t,90,k}	0.40	perpendicolare medio		E _{90,m}	230	
Compressione parallela		f _{c,0,k}	16.00	tangenziale medio		G _m	440	
Compressione perpendicolare		f _{c,90,k}	2.00	Massa volumica [kg/m ³]				
Taglio		f _{v,k}	3.00					
Considero k _h ?		NO	k _{h,fless,y}	1.00	k _{h,fless,z}	1.00	k _{h,traz}	1.00
Il coefficiente k _h incrementa i valori caratteristici di flessione e trazione parallela								
Stati limite ultimi								
Sollecitazioni [kN,kNm]								
N _d	-78.50	kN						
T _{z,d}	3.50	kN						
T _{y,d}	0.00	kN						
M _{z,d}	0.00	kNm						
M _{t,d}	0.00	kNm						

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

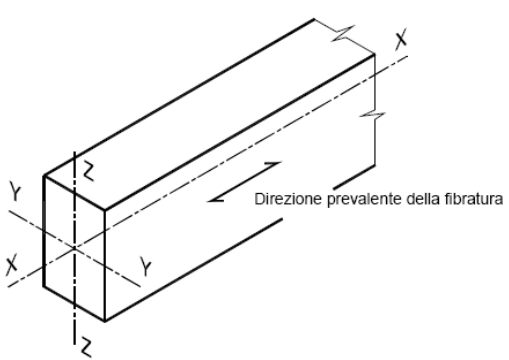
Verifiche di resistenza					
Trazione parallela alla fibratura			La sezione è verificata		
$\sigma_{t,0,d}$	1.53	N/mm ²	<	$f_{t,0,d}$	4.80 N/mm ²
Trazione perpendicolare alla fibratura			Da sviluppare		
Compressione parallela alla fibratura			Verifica non necessaria		
Compressione perpendicolare alla fibratura			Da sviluppare		
Compressione inclinata rispetto alla fibratura			Da sviluppare		
Flessione			La sezione è verificata		
$\sigma_{m,y,d}$	2.82	N/mm ²		$\sigma_{m,z,d}$	0.00 N/mm ²
$f_{m,y,d}$	8.40	N/mm ²		$f_{m,z,d}$	8.40 N/mm ²
k_m	0.70				
$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.34	<	1
$k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.23	<	1
Tensoflessione			La sezione è verificata		
$\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.65	<	1
$\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.55	<	1
Pressoflessione			Verifica non necessaria		
Taglio			La sezione è verificata		
τ_d	0.10	N/mm ²	<	$f_{v,d}$	1.80 N/mm ²
Torsione			Verifica non necessaria		
Taglio e Torsione			Verifica non necessaria		

Verifiche di stabilità					
Elementi inflessi - asse y			La sezione è verificata		
I_{eff}	1260.00	cm			
$\sigma_{m,y,crit}$	39.28	N/mm ²	tensione critica di svergolamento		
λ_{rel}	0.60		snellezza relativa di svergolamento		
k_{crit}	1.00		coefficiente di sbandamento laterale		
$\sigma_{m,y,d} / (k_{crit} f_{m,y,d}) + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.34	<	1
$k_m \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} f_{m,y,d}) + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.23	<	1
Elementi inflessi - asse z			Verifica non necessaria		
Elementi tensoinflessi - asse y			La sezione è verificata		
$\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} f_{m,y,d}) + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.65	<	1
$\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + k_m \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} f_{m,y,d}) + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.55	<	1
Elementi tensoinflessi - asse z			Verifica non necessaria		
Elementi compressi			Verifica non necessaria		
Elementi pressoinflessi - asse y			Verifica non necessaria		
Elementi pressoinflessi - asse z			Verifica non necessaria		

Verifica Diagonale Copertura

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Verifica sezione in legno - versione 1.1 β 2

Classe di durata del carico								Breve durata				
								<i>meno di 1 settimana [neve a bassa quota]</i>				
Classe di servizio				1	UR < 65%			k_{mod}	0.9			
Tipologia				Legno massiccio					γ_m	1.50		
Sezione		H [cm]	22	A [cm ²]	J_y [cm ⁴]	J_z [cm ⁴]	W_y [cm ³]	W_z [cm ³]				
Rettangolare		B [cm]	15	339	13665	6696	1242	870				
Valori caratteristici del materiale								C14				
Proprietà di Resistenza [N/mm²]						Proprietà di modulo elastico [N/mm²]						
Flessione*			$f_{m,k}$	14.00		parallelo medio			$E_{0,m}$	7000		
Trazione parallela*			$f_{t,0,k}$	8.00		parallelo caratteristico			$E_{0,05}$	4700		
Trazione perpendicolare			$f_{t,90,k}$	0.40		perpendicolare medio			$E_{90,m}$	230		
Compressione parallela			$f_{c,0,k}$	16.00		tangenziale medio			G_m	440		
Compressione perpendicolare			$f_{c,90,k}$	2.00		Massa volumica [kg/m³]						
Taglio			$f_{v,k}$	3.00		caratteristica			ρ_k	290		
Considero k_h ?		NO	$k_{h,fless,y}$	1.00		$k_{h,fless,z}$	1.00		$k_{h,traz}$	1.00		
Il coefficiente k_h incrementa i valori caratteristici di flessione e trazione parallela												
Stati limite ultimi												
Sollecitazioni [kN,kNm]												
N_d		63.50	kN									
$T_{z,d}$		0.00	kN									
$T_{y,d}$		0.00	kN									
$M_{y,d}$		6.35	kNm									
$M_{z,d}$		0.00	kNm									
$M_{t,d}$		0.00	kNm									

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Verifiche di resistenza					
Trazione parallela alla fibratura			Verifica non necessaria		
Trazione perpendicolare alla fibratura			Da sviluppare		
Compressione parallela alla fibratura			La sezione è verificata		
$\sigma_{c,0,d}$	1.87	N/mm ²	<	$f_{c,0,d}$	9.60 N/mm ²
Compressione perpendicolare alla fibratura			Da sviluppare		
Compressione inclinata rispetto alla fibratura			Da sviluppare		
Flessione			La sezione è verificata		
$\sigma_{m,y,d}$	5.11	N/mm ²		$\sigma_{m,z,d}$	0.00 N/mm ²
$f_{m,y,d}$	8.40	N/mm ²		$f_{m,z,d}$	8.40 N/mm ²
k_m	0.70				
$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.61	<	1
$k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.43	<	1
Tensoflessione			Verifica non necessaria		
Pressoflessione			La sezione è verificata		
$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.65	<	1
$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.46	<	1
Taglio			Verifica non necessaria		
Torsione			Verifica non necessaria		
Taglio e Torsione			Verifica non necessaria		

Verifiche di stabilità					
Elementi inflessi - asse y			La sezione è verificata		
I_{eff}	600.00	cm			
$\sigma_{m,y,crit}$	66.51	N/mm ²	tensione critica di svergolamento		
λ_{rel}	0.46		snellezza relativa di svergolamento		
k_{crit}	1.00		coefficiente di sbandamento laterale		
$\sigma_{m,y,d} / (k_{crit} f_{m,y,d}) + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.61	<	1
$k_m \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} f_{m,y,d}) + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.43	<	1
Elementi inflessi - asse z			Verifica non necessaria		
Elementi tensoinflessi - asse y			Verifica non necessaria		
Elementi tensoinflessi - asse z			Verifica non necessaria		
Elementi compressi			La sezione è verificata		
l_0	300.00	cm	lunghezza di libera inflessione		
i_y	6.35	cm	raggio di inerzia y		
i_z	4.45	cm	raggio di inerzia z		
$\lambda_{rel,c,y}$	0.88		snellezza relativa y		
$\lambda_{rel,c,z}$	1.25		snellezza relativa z		
k	1.38				
$k_{crit,c}$	0.51		coefficiente di sbandamento laterale		
$\sigma_{c,0,d} / (k_{crit,c} f_{c,0,d})$			0.38	<	1
Elementi pressoinflessi - asse y			La sezione è verificata		
$\sigma_{c,0,d}/k_{crit,c} f_{c,0,d} + \sigma_{m,y,d}/k_{crit} f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}$			0.99	<	1
$\sigma_{c,0,d}/k_{crit,c} f_{c,0,d} + k_m \sigma_{m,y,d}/k_{crit} f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}$			0.81	<	1
Elementi pressoinflessi - asse z			Verifica non necessaria		

Zona B
Campo B

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL MATERIALE

SPECIE	CATEGORIA	GL28h	U.D.M
$E_{0mean} //$		126000	Kg/cm ²
$E \uparrow$		4200	Kg/cm ²
G_{mean}		7800	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a flessione $// f_{m,k}$		280	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione $// f_{t,0,g,k}$		195	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione $\uparrow f_{t,90,g,k}$		4.5	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione $// f_{c,0,g,k}$		265	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione $\uparrow f_{c,90,g,k}$		30	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a taglio e torsione $f_{v,g,k}$		32	Kg/cm ²
$E //_{0,05}$		102000	Kg/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

		U.D.M
Luce di calcolo effettiva	3.71	m
Base della trave (b)	16	cm
Altezza della trave (h)	20	cm
larghezza area di competenza (i)	120	cm
Angolo di falda	22	°
Interasse effettivo	129	cm
Area sezione	320	cm ²
Momento d'inerzia Jx	10667	cm ⁴
Modulo di resistenza Wx	1067	cm ³
Modulo di resistenza Wy	853	cm ³

ANALISI DEI CARICHI

Descrizione	Spessore (cm)	Peso spec.(Kg/m ³)	U.D.M
PESO PROPRIO ELEMENTO G1		410	
		11	Kg/m ²
CARICHI PERMANENTI G2		160	Kg/m ²
TOTALE PERMANENTI (G)		171	Kg/m²
CARICHI ACCIDENTALI			
Accidentale(QK)		50	Kg/m ¹
Neve (Qn)		120	Kg/m ²
Vento (Qv)		39	Kg/m ²
TOTALE ACCIDENTALI		209	Kg/m²
CARICO CONCENTRATO (P1)		0	Kg
P FATTORIZZATO SLU		0	Kg

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

VERIFICHE SLU
SOLLECITAZIONI Combinazione 1: permanenti + neve+vento

$$F_d = g_g \times G_k + g_q \times (Q_{1k} + \gamma_0 \times Q_{ik})$$

$$q_{dc1} = 549 \text{ Kg/ml}$$

Taglio

TA	1018	Kg
TB	-1018	Kg

Momento flettente tot = $QL^2/8$

M_{AB}	-945	Kgm
----------	------	-----

Freccia max SLU

$f_{MAX SLU1}$	-0.69	cm
----------------	-------	----

SOLLECITAZIONI Combinazione 2: permanenti + neve

$$F_d = g_g \times G_k + g_q \times Q_{1k}$$

$$q_{dc2} = 504 \text{ Kg/ml}$$

Taglio

TA	934	Kg
TB	-934	Kg

Momento flettente tot = $QL^2/8$

M_{AB}	-866	Kgm
----------	------	-----

Freccia max SLU

$f_{MAX SLU2}$	-0.64	cm
----------------	-------	----

Combinazione 1
Combinazione 2

tipo di legno	LAMELLARE		tipo di legno	LAMELLARE	
classe di servizio	1	interno	classe di servizio	1	interno
classe di durata	D (BREVE)	neve+vento	classe di durata	C (MEDIA)	neve
γ_M	1.45		γ_M	1.45	
K_{mod1}	0.90		K_{mod2}	0.80	

VERIFICA A FLESSIONE E SVERGOLAMENTO
Combinazione 1
Combinazione 2

Momento max =	945	Kgm	Momento max =	866	Kgm
$M_{dx} =$	876	Kgm	$M_{dx} =$	803	Kgm
$M_{dy} =$	354	Kgm	$M_{dy} =$	325	Kgm
$\sigma_{m,x,d} = M_{dx}/W_x =$	82	Kg/cm ²	$\sigma_{m,x,d} = M_{dx}/W_x =$	75	Kg/cm ²
$\sigma_{m,y,d} = M_{dy}/W_y =$	41	Kg/cm ²	$\sigma_{m,y,d} = M_{dy}/W_y =$	38	Kg/cm ²
k_m	0.7		k_m	0.7	
A) $\sigma_{m,x,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}$	111		A) $\sigma_{m,x,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}$	102	
B) $k_m \cdot \sigma_{m,x,d} + \sigma_{m,y,d}$	99		B) $k_m \cdot \sigma_{m,x,d} + \sigma_{m,y,d}$	91	
$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_m =$	174	Kg/cm ²	$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_m =$	154	Kg/cm ²

CONDIZIONE DI VERIFICA
CONDIZIONE DI VERIFICA
§ 4.4.8.1.6
§ 4.4.8.1.6

$\sigma_{m,cr} =$	2751	N/mm ²	$\sigma_{m,cr} =$	2751	N/mm ²
$\lambda_{rel,m} =$	0.32		$\lambda_{rel,m} =$	0.32	
$K_{crit} =$	1.00		$K_{crit} =$	1.00	
$K_{crit} \cdot f_{m,d} =$	174		$K_{crit} \cdot f_{m,d} =$	154	
$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	63.95%		$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	65.99%	
$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	56.93%		$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	58.75%	

VERIFICATA
VERIFICATA

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

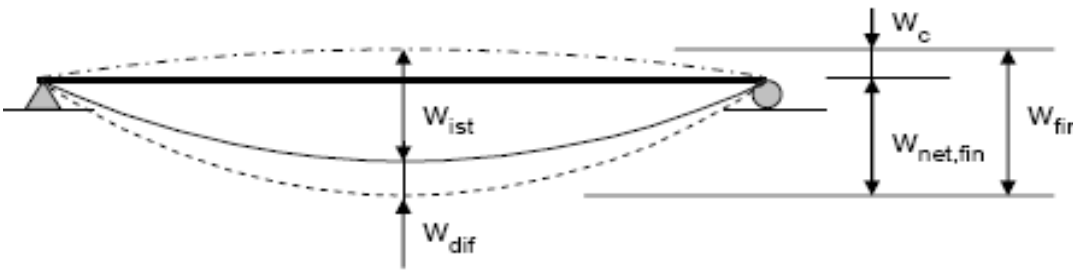
VERIFICA A TAGLIO					
Combinazione 1			Combinazione 2		
$(V_{x,d}^2 + V_{y,d}^2)^{1/2}$	1018	Kg	Vd =	934	Kg
$\tau_d = 1.5 \cdot V_d / b \cdot h$	4.8	Kg/cm ²	$\tau_d = 1.5 \cdot V_d / b \cdot h$	4.4	Kg/cm ²
$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_m =$	19.9	Kg/cm ²	$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_m =$	17.7	Kg/cm ²
CONDIZIONE DI VERIFICA			CONDIZIONE DI VERIFICA		
$\tau_d / f_{v,d} < 1$			$\tau_d / f_{v,d} < 1$		
VERIFICATA			VERIFICATA		

VERIFICHE SLE					
VALORI DI CALCOLO DELLE DEFORMAZIONI					
Combinazione 1			Combinazione 2		
tipo di legno	Lamellare		tipo di legno	Lamellare	
classe di servizio	1	interno	classe di servizio	1	interno
classe di durata	D (BREVE)	neve	classe di durata	C (MEDIA)	neve
γ_m	1.00		γ_m	1.00	
Kdef	0.60		Kdef	0.60	

VERIFICA A DEFORMABILITA' - neve+vento					
b =	16	cm			
h =	20	cm			
Momento d'inerzia Jx =	10667	cm ⁴			
Momento d'inerzia Jy =	6827	cm ⁴			
Modulo elastico E =	126000	Kg/cm ²			
controfreccia Wc =	0	cm			
Categoria azione variabile	H				
quota s.l.m.	500	m s.l.m.			
Combinazione Rara $F_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$					
			1	365	Kg/ml
			max	365	Kg/ml
Combinazione Frequente $F_d = G_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$					
			1	171	Kg/ml
			2	214	Kg/ml
			3	234	Kg/ml
			max	234	Kg/ml
Combinazione Quasi Permanente $F_d = G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$					
			1	205	Kg/ml
			max	205	Kg/ml
		Fd (GK) =		205	Kg/ml
		Fd ($\psi_2 \cdot Q_{k1}$) =		0	Kg/ml
		Fd ($\psi_2 \cdot Q_{K_neve}$) =		0	Kg/ml
		Fd ($\psi_2 \cdot Q_{K_vento}$) =		0	Kg/ml
		Fd ($\psi_2 \cdot Q_{K_manutenz.}$) =		0	Kg/ml
		max		0	Kg/ml
Combinazione Rara solo carichi accidenta $F_d = Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$					
			1	172	Kg/ml
			2	119	Kg/ml
			3	160	Kg/ml
			max	172	Kg/ml

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Freccia iniziale, carichi accidentali Q, comb. Rara	$w_{flessione}$	$w_{taglio} = 1.2 \cdot ql^2/8GA'$	$w_{in,Q(rara)}$	
$5/384 \times Q_x L^4 / EJ_x + 1.2 \times Q_x l^2 / 8GA'$	0.29	0.01	0.31	cm
$5/384 \times Q_y L^4 / EJ_y + 1.2 \times Q_y l^2 / 8GA'$	0.18	0.01	0.19	cm
Freccia differita, carichi accidentali Q, comb. Q.Pd			$w_{in,Q(Q.Perm.)} \times k_{def}$	
$5/384 \times Q_x L^4 / EJ + 1.2 \times Q_x l^2 / 8GA' =$	0.00	0.00	0.00	cm
$5/384 \times Q_y L^4 / EJ + 1.2 \times Q_y l^2 / 8GA' =$	0.00	0.00	0.00	cm
Freccia iniziale, carichi Permanenti G			$w_{in,G}$	
$5/384 \times G_x L^4 / EJ + 1.2 \times G_x l^2 / 8GA' =$	0.35	0.02	0.36	cm
$5/384 \times G_y L^4 / EJ + 1.2 \times G_y l^2 / 8GA' =$	0.22	0.01	0.23	cm
Freccia differita, carichi Permanenti G			$w_{in,G} \times k_{def}$	
$5/384 \times Q_x L^4 / EJ + 1.2 \times Q_x l^2 / 8GA' =$	0.35	0.02	0.58	cm
$5/384 \times Q_y L^4 / EJ + 1.2 \times Q_y l^2 / 8GA' =$	0.22	0.01	0.36	cm



$w_{in,Q(Rara)} < L /$	300	0.36	1.24	VERIFICATA
$w_{fin,Q} = w_{in,Q(Rara)} + w_{in,Q(QP)} \cdot k_{def} < L /$	250	0.36	1.48	VERIFICATA
$w_{net,fin} = w_{in,G} \cdot (1 + k_{def}) + w_{in,Q(rara)} + w_{in,Q(QP)} \cdot k_{def} < L /$	200	1.05	1.86	VERIFICATA

Campo C

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL MATERIALE			
SPECIE	CATEGORIA	GL28h	U.D.M
$E_{0mean} //$		126000	Kg/cm ²
$E \uparrow$		4200	Kg/cm ²
G_{mean}		7800	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a flessione $// f_{m,k}$		280	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione $// f_{t,0,g,k}$		195	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione $\uparrow f_{t,90,g,k}$		4.5	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione $// f_{c,0,g,k}$		265	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione $\uparrow f_{c,90,g,k}$		30	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a taglio e torsione $f_{v,g,k}$		32	Kg/cm ²
$E //_{0,05}$		102000	Kg/cm ²

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE		
Luce di calcolo effettiva	9.00	U.D.M m
Base della trave (b)	24	cm
Altezza della trave (h)	40	cm
larghezza area di competenza (i)	120	cm
Angolo di falda	20	α°
Interasse effettivo	128	cm
Area sezione	960	cmq
Momento d'inerzia Jx	128000	cm4
Modulo di resistenza Wx	6400	cm3
Modulo di resistenza Wy	3840	cm3

ANALISI DEI CARICHI			
Descrizione	Spessore (cm)	Peso spec.(Kg/m3)	U.D.M
PESO PROPRIO ELEMENTO G1		410	
	33		Kg/m2
CARICHI PERMANENTI G2	160		Kg/m2
TOTALE PERMANENTI (G)	193		Kg/m2
CARICHI ACCIDENTALI			
Accidentale(QK)	50		Kg/m1
Neve (Qn)	120		Kg/m2
Vento (Qv)	39		Kg/m2
TOTALE ACCIDENTALI	209		Kg/m2
CARICO CONCENTRATO (P1)	0		Kg
P FATTORIZZATO SLU	0		Kg

VERIFICHE SLU

SOLLECITAZIONI Combinazione 1: permanenti + neve+vento		
$F_d = g_g \times G_k + g_q \times (Q_{1k} + \gamma_0 \times Q_{ik})$		
	q_{dc1} =	622 Kg/ml
Taglio		
TA	2801	Kg
TB	-2801	Kg
Momento flettente tot = $QL^2/8$		
M _{AB}	-6303	Kgm
Freccia max SLU		
f _{MAX SLU1}	-2.27	cm
SOLLECITAZIONI Combinazione 2: permanenti + neve		
$F_d = g_g \times G_k + g_q \times Q_{1k}$		
	q_{dc2} =	622 Kg/ml
Taglio		
TA	2801	Kg
TB	-2801	Kg
Momento flettente tot = $QL^2/8$		
M _{AB}	-6303	Kgm
Freccia max SLU		
f _{MAX SLU2}	-2.27	cm

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

VALORI DI CALCOLO DELLE RESISTENZA					
Combinazione 1			Combinazione 2		
tipo di legno	LAMELLARE		tipo di legno	LAMELLARE	
classe di servizio	1	interno	classe di servizio	1	interno
classe di durata	D (BREVE)	neve+vento	classe di durata	C (MEDIA)	neve
γ_M	1.45		γ_M	1.45	
Kmod1	0.90		Kmod2	0.80	

VERIFICA A FLESSIONE E SVERGOLAMENTO					
Combinazione 1			Combinazione 2		
Momento max =	6303	Kgm	Momento max =	6303	Kgm
Mdx =	5922	Kgm	Mdx =	5922	Kgm
Mdy =	2156	Kgm	Mdy =	2156	Kgm
$\sigma_{m,x,d} = Mdx/Wx =$	93	Kg/cm2	$\sigma_{m,x,d} = Mdx/Wx =$	93	Kg/cm2
$\sigma_{m,y,d} = Mdy/Wy =$	56	Kg/cm2	$\sigma_{m,y,d} = Mdy/Wy =$	56	Kg/cm2
k_m	0.7		k_m	0.7	
A) $\sigma_{m,x,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}$	132		A) $\sigma_{m,x,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}$	132	
B) $k_m \cdot \sigma_{m,x,d} + \sigma_{m,y,d}$	121		B) $k_m \cdot \sigma_{m,x,d} + \sigma_{m,y,d}$	121	
$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_m =$	174	Kg/cm2	$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_m =$	154	Kg/cm2
CONDIZIONE DI VERIFICA			CONDIZIONE DI VERIFICA		
§ 4.4.8.1.6			§ 4.4.8.1.6		
$\sigma_{m,cr} =$	1276	N/mm ²	$\sigma_{m,cr} =$	1276	N/mm ²
$\lambda_{rel,m} =$	0.47		$\lambda_{rel,m} =$	0.47	
$K_{crit} =$	1.00		$K_{crit} =$	1.00	
$K_{crit} \cdot f_{m,d} =$	174		$K_{crit} \cdot f_{m,d} =$	154	
$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	75.86%		$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	85.34%	
$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	69.57%		$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	78.27%	
VERIFICATA			VERIFICATA		

VERIFICA A TAGLIO					
Combinazione 1			Combinazione 2		
$(V_{x,d}^2 + V_{y,d}^2)^{1/2}$	2801	Kg	Vd =	2801	Kg
$\tau_d = 1.5 \cdot Vd / b \cdot h$	4.4	Kg/cm2	$\tau_d = 1.5 \cdot Vd / b \cdot h$	4.4	Kg/cm2
$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_m =$	19.9	Kg/cm2	$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_m =$	17.7	Kg/cm2
CONDIZIONE DI VERIFICA			CONDIZIONE DI VERIFICA		
$\tau_d / f_{v,d} < 1$			$\tau_d / f_{v,d} < 1$		
VERIFICATA			VERIFICATA		

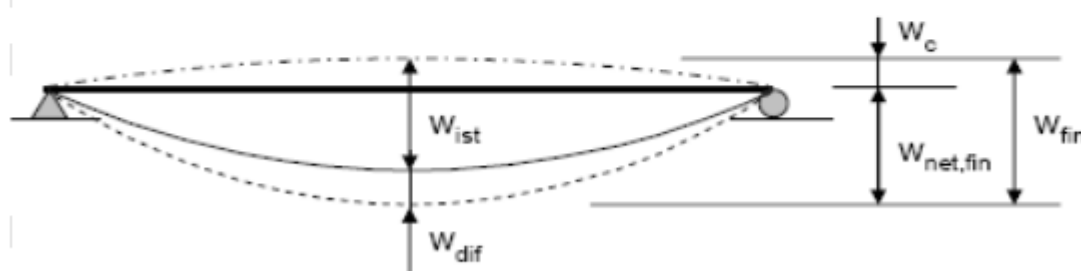
VERIFICHE SLE					
VALORI DI CALCOLO DELLE DEFORMAZIONI					
Combinazione 1			Combinazione 2		
tipo di legno	Lamellare		tipo di legno	Lamellare	
classe di servizio	1	interno	classe di servizio	1	interno
classe di durata	D (BREVE)	neve	classe di durata	C (MEDIA)	neve
γ_M	1.00		γ_M	1.00	
Kdef	0.60		Kdef	0.60	

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

VERIFICA A DEFORMABILITA' - neve+vento				
b =	24	cm		
h =	40	cm		
Momento d'inerzia Jx =	128000	cm ⁴		
Momento d'inerzia Jy =	46080	cm ⁴		
Modulo elastico E =	126000	Kg/cm ²		
controfreccia Wc =	0	cm		
Categoria azione variabile	H			
quota s.l.m.	500	m slm		
Combinazione Rara				
$F_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$		1	392	Kg/ml
		max	392	Kg/ml
Combinazione Frequente				
$F_d = G_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$		1	193	Kg/ml
		2	231	Kg/ml
		3	272	Kg/ml
		max	272	Kg/ml
Combinazione Quasi Permanente				
$F_d = G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$		1	231	Kg/ml
		max	231	Kg/ml
Fd (GK) =			231	Kg/ml
Fd ($\psi_2 \cdot Q_{k1}$) =			0	Kg/ml
Fd ($\psi_2 \cdot Q_{K_neve}$) =			0	Kg/ml
Fd ($\psi_2 \cdot Q_{K_vento}$) =			0	Kg/ml
Fd ($\psi_2 \cdot Q_{K_manutenz.}$) =			0	Kg/ml
		max	0	Kg/ml
Combinazione Rara solo carichi accidenta				
$F_d = Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$		1	202	Kg/ml
		2	101	Kg/ml
		3	161	Kg/ml
		max	202	Kg/ml

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Freccia iniziale, carichi accidentali Q_j comb. Rara	$W_{faccione}$	$W_{faccione} = 1.2 q l^2 / 8GA'$	$W_{in,Q(rara)}$	
$5/384 \times Q_j L^4 / EJ_x + 1.2 \times Q_j l^2 / 8GA'$	1.00	0.03	1.03	cm
$5/384 \times Q_j L^4 / EJ_y + 1.2 \times Q_j l^2 / 8GA'$	1.01	0.01	1.03	cm
Freccia differita, carichi accidentali Q_j comb. $Q_j P$			$W_{in,Q(perm.)} \times k_{def}$	
$5/384 \times Q_j L^4 / EJ + 1.2 \times Q_j l^2 / 8GA' =$	0.00	0.00	0.00	cm
$5/384 \times Q_j L^4 / EJ + 1.2 \times Q_j l^2 / 8GA' =$	0.00	0.00	0.00	cm
Freccia iniziale, carichi Permanenti G			$W_{in,G}$	
$5/384 \times G_x L^4 / EJ + 1.2 \times G_x l^2 / 8GA' =$	1.15	0.04	1.19	cm
$5/384 \times G_y L^4 / EJ + 1.2 \times G_y l^2 / 8GA' =$	1.16	0.01	1.18	cm
Freccia differita, carichi Permanenti G			$W_{in,G} \times k_{def}$	
$5/384 \times Q_j L^4 / EJ + 1.2 \times Q_j l^2 / 8GA' =$	1.15	0.04	1.90	cm
$5/384 \times Q_j L^4 / EJ + 1.2 \times Q_j l^2 / 8GA' =$	1.16	0.01	1.88	cm



$W_{in,Q(rara)} < L /$	300	1.46	3.00	VERIFICATA
$W_{in,Q} = W_{in,Q(rara)} + W_{in,Q(perm.)} k_{def} < L /$	250	1.46	3.60	VERIFICATA
$W_{net,fin} = W_{in,G} (1 + k_{def}) + W_{in,Q(rara)} + W_{in,Q(perm.)} k_{def} < L /$	200	4.13	4.50	VERIFICATA

Campo D

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL MATERIALE			
SPECIE	CATEGORIA	GL28h	U.D.M
$E_{0mean} //$		126000	Kg/cm ²
$E \uparrow$		4200	Kg/cm ²
G_{mean}		7800	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a flessione $// f_{m,k}$		280	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione $// f_{t,0,g,k}$		195	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione $\uparrow f_{t,90,g,k}$		4.5	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione $// f_{c,0,g,k}$		265	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione $\uparrow f_{c,90,g,k}$		30	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a taglio e torsione $f_{v,g,k}$		32	Kg/cm ²
$E //_{0,05}$		102000	Kg/cm ²

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

		U.D.M
Luce di calcolo effettiva	6.70	m
Base della trave (b)	24	cm
Altezza della trave (h)	40	cm
larghezza area di competenza (i)	120	cm
Angolo di falda	20	°
Interasse effettivo	128	cm
Area sezione	960	cmq
Momento d'inerzia Jx	128000	cm4
Modulo di resistenza Wx	6400	cm3
Modulo di resistenza Wy	3840	cm3

ANALISI DEI CARICHI

Descrizione	Spessore (cm)	Peso spec.(Kg/m3)		U.D.M
PESO PROPRIO ELEMENTO G1		410	33	Kg/m2
CARICHI PERMANENTI G2			160	Kg/m2
TOTALE PERMANENTI (G)			193	Kg/m2
CARICHI ACCIDENTALI				
Accidentale(QK)			50	Kg/m1
Neve (Qn)			120	Kg/m2
Vento (Qv)			39	Kg/m2
TOTALE ACCIDENTALI			209	Kg/m2
CARICO CONCENTRATO (P1)			0	Kg
P FATTORIZZATO SLU			0	Kg

VERIFICHE SLU
SOLLECITAZIONI Combinazione 1: permanenti + neve+vento

$F_d = g_g \times G_k + g_q \times (Q_{1k} + \gamma_0 \times Q_{1k})$		
$q_{dc1} =$	581	Kg/ml
Taglio		
TA	1946	Kg
TB	-1946	Kg
Momento flettente tot = $QL^2/8$		
M_{AB}	-3260	Kgm
Freccia max SLU		
$f_{MAX SLU1}$	-0.65	cm
SOLLECITAZIONI Combinazione 2: permanenti + neve		
$F_d = g_g \times G_k + g_q \times Q_{1k}$		
$q_{dc2} =$	536	Kg/ml
Taglio		
TA	1796	Kg
TB	-1796	Kg
Momento flettente tot = $QL^2/8$		
M_{AB}	-3008	Kgm
Freccia max SLU		
$f_{MAX SLU2}$	-0.60	cm

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

VALORI DI CALCOLO DELLE RESISTENZA					
Combinazione 1			Combinazione 2		
tipo di legno	LAMELLARE		tipo di legno	LAMELLARE	
classe di servizio	1	interno	classe di servizio	1	interno
classe di durata	D (BREVE)	neve+vento	classe di durata	C (MEDIA)	neve
γ_M	1.45		γ_M	1.45	
K_{mod1}	0.90		K_{mod2}	0.80	

VERIFICA A FLESSIONE E SVERGOLAMENTO					
Combinazione 1			Combinazione 2		
Momento max =	3260	Kgm	Momento max =	3008	Kgm
M_{dx} =	3063	Kgm	M_{dx} =	2827	Kgm
M_{dy} =	1115	Kgm	M_{dy} =	1029	Kgm
$\sigma_{m,x,d} = M_{dx}/W_x$ =	48	Kg/cm ²	$\sigma_{m,x,d} = M_{dx}/W_x$ =	44	Kg/cm ²
$\sigma_{m,y,d} = M_{dy}/W_y$ =	29	Kg/cm ²	$\sigma_{m,y,d} = M_{dy}/W_y$ =	27	Kg/cm ²
k_m	0.7		k_m	0.7	
A) $\sigma_{m,x,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}$	68		A) $\sigma_{m,x,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}$	63	
B) $k_m \cdot \sigma_{m,x,d} + \sigma_{m,y,d}$	63		B) $k_m \cdot \sigma_{m,x,d} + \sigma_{m,y,d}$	58	
$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_m$ =	174	Kg/cm ²	$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_m$ =	154	Kg/cm ²
CONDIZIONE DI VERIFICA			CONDIZIONE DI VERIFICA		
§ 4.4.8.1.6			§ 4.4.8.1.6		
$\sigma_{m,cr}$ =	1714	N/mm ²	$\sigma_{m,cr}$ =	1714	N/mm ²
$\lambda_{rel,m}$ =	0.40		$\lambda_{rel,m}$ =	0.40	
K_{crit} =	1.00		K_{crit} =	1.00	
$K_{crit} \cdot f_{m,d}$ =	174		$K_{crit} \cdot f_{m,d}$ =	154	
$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	39.23%		$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	40.73%	
$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	35.98%		$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	37.36%	
VERIFICATA			VERIFICATA		

VERIFICA A TAGLIO					
Combinazione 1			Combinazione 2		
$(V_{x,d}^2 + V_{y,d}^2)^{1/2}$	1946	Kg	V_d =	1796	Kg
$\tau_d = 1.5 \cdot V_d / b \cdot h$	3.0	Kg/cm ²	$\tau_d = 1.5 \cdot V_d / b \cdot h$	2.8	Kg/cm ²
$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_m$ =	19.9	Kg/cm ²	$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_m$ =	17.7	Kg/cm ²
CONDIZIONE DI VERIFICA			CONDIZIONE DI VERIFICA		
$\tau_d / f_{v,d} < 1$			$\tau_d / f_{v,d} < 1$		
VERIFICATA			VERIFICATA		

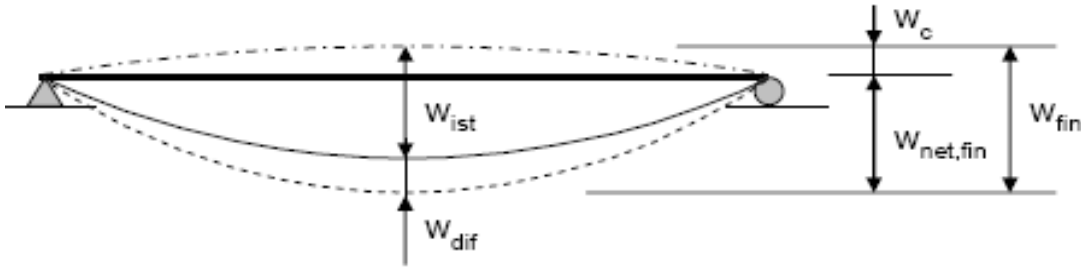
VERIFICHE SLE					
VALORI DI CALCOLO DELLE DEFORMAZIONI					
Combinazione 1			Combinazione 2		
tipo di legno	Lamellare		tipo di legno	Lamellare	
classe di servizio	1	interno	classe di servizio	1	interno
classe di durata	D (BREVE)	neve	classe di durata	C (MEDIA)	neve
γ_M	1.00		γ_M	1.00	
K_{def}	0.60		K_{def}	0.60	

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

VERIFICA A DEFORMABILITA' - neve+vento				
b =	24	cm		
h =	40	cm		
Momento d'inerzia Jx =	128000	cm ⁴		
Momento d'inerzia Jy =	46080	cm ⁴		
Modulo elastico E =	126000	Kg/cm ²		
controfreccia Wc =	0	cm		
Categoria azione variabile	H			
quota s.l.m.	500	m slm		
Combinazione Rara				
$F_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$		1	391	Kg/ml
		max	391	Kg/ml
Combinazione Frequente				
$F_d = G_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$		1	193	Kg/ml
		2	241	Kg/ml
		3	260	Kg/ml
		max	260	Kg/ml
Combinazione Quasi Permanente				
$F_d = G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$		1	231	Kg/ml
		max	231	Kg/ml
Fd (GK) =			231	Kg/ml
Fd ($\psi_2 \cdot Q_{k1}$) =			0	Kg/ml
Fd ($\psi_2 \cdot Q_{K_neve}$) =			0	Kg/ml
Fd ($\psi_2 \cdot Q_{K_vento}$) =			0	Kg/ml
Fd ($\psi_2 \cdot Q_{K_manutenz.}$) =			0	Kg/ml
		max	0	Kg/ml
Combinazione Rara solo carichi accidenta				
$F_d = Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$		1	172	Kg/ml
		2	119	Kg/ml
		3	160	Kg/ml
		max	172	Kg/ml

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Freccia iniziale, carichi accidentali Q, comb. Rara	$W_{flessione}$	$W_{taglio} = 1.2 \cdot q l^2 / 8GA'$	$W_{in,Q(rara)}$	
$5/384 \times Q_x L^4 / EJ_x + 1.2 \times Q_x l^2 / 8GA'$	0.26	0.01	0.28	cm
$5/384 \times Q_y L^4 / EJ_y + 1.2 \times Q_y l^2 / 8GA'$	0.27	0.01	0.27	cm
Freccia differita, carichi accidentali Q, comb. Q.Pd			$W_{in,Q(Q.Pem.)} \times k_{def}$	
$5/384 \times Q_x L^4 / EJ + 1.2 \times Q_x l^2 / 8GA' =$	0.00	0.00	0.00	cm
$5/384 \times Q_y L^4 / EJ + 1.2 \times Q_y l^2 / 8GA' =$	0.00	0.00	0.00	cm
Freccia iniziale, carichi Permanenti G			$W_{in,G}$	
$5/384 \times G_x L^4 / EJ + 1.2 \times G_x l^2 / 8GA' =$	0.35	0.02	0.37	cm
$5/384 \times G_y L^4 / EJ + 1.2 \times G_y l^2 / 8GA' =$	0.36	0.01	0.36	cm
Freccia differita, carichi Permanenti G			$W_{in,G} \times k_{def}$	
$5/384 \times Q_x L^4 / EJ + 1.2 \times Q_x l^2 / 8GA' =$	0.35	0.02	0.60	cm
$5/384 \times Q_y L^4 / EJ + 1.2 \times Q_y l^2 / 8GA' =$	0.36	0.01	0.58	cm



$W_{in,Q(Rara)} < L /$	300	0.39	2.23	VERIFICATA
$W_{fin,Q} = W_{in,Q(Rara)} + W_{in,Q(QP)} \cdot k_{def} < L /$	250	0.39	2.68	VERIFICATA
$W_{net,fin} = W_{in,G} \cdot (1 + k_{def}) + W_{in,Q(rara)} + W_{in,Q(QP)} \cdot k_{def} < L /$	200	1.22	3.35	VERIFICATA

Campo E

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL MATERIALE			
SPECIE	CATEGORIA	GL28h	U.D.M
$E_{0mean} //$		126000	Kg/cm ²
$E \uparrow$		4200	Kg/cm ²
G_{mean}		7800	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a flessione $// f_{m,k}$		280	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione $// f_{t,0,g,k}$		195	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione $\uparrow f_{t,90,g,k}$		4.5	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione $// f_{c,0,g,k}$		265	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione $\uparrow f_{c,90,g,k}$		30	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a taglio e torsione $f_{v,g,k}$		32	Kg/cm ²
$E //_{0,05}$		102000	Kg/cm ²

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL MATERIALE

SPECIE	CATEGORIA	GL28h	U.D.M
E_{0mean} //		126000	Kg/cm ²
E †		4200	Kg/cm ²
G_{mean}		7800	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a flessione // $f_{m,k}$		280	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione // $f_{t,0,g,k}$		195	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a trazione † $f_{t,90,g,k}$		4.5	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione // $f_{c,0,g,k}$		265	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a compressione † $f_{c,90,g,k}$		30	Kg/cm ²
valore caratteristico di resistenza a taglio e torsione $f_{v,g,k}$		32	Kg/cm ²
$E //_{0,05}$		102000	Kg/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

		U.D.M
Luce di calcolo effettiva	7.80	m
Base della trave (b)	20	cm
Altezza della trave (h)	40	cm
larghezza area di competenza (i)	120	cm
Angolo di falda	20	°
Interasse effettivo	128	cm
Area sezione	800	cm ²
Momento d'inerzia J_x	106667	cm ⁴
Modulo di resistenza W_x	5333	cm ³
Modulo di resistenza W_y	2667	cm ³

ANALISI DEI CARICHI

Descrizione	Spessore (cm)	Peso spec.(Kg/m ³)	U.D.M
PESO PROPRIO ELEMENTO G1		410	
		27	Kg/m ²
CARICHI PERMANENTI G2		160	Kg/m ²
TOTALE PERMANENTI (G)		187	Kg/m²
CARICHI ACCIDENTALI			
Accidentale(QK)		50	Kg/m ¹
Neve (Qn)		120	Kg/m ²
Vento (Qv)		39	Kg/m ²
TOTALE ACCIDENTALI		209	Kg/m²
CARICO CONCENTRATO (P1)		0	Kg
P FATTORIZZATO SLU		0	Kg

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

VERIFICHE SLU
SOLLECITAZIONI Combinazione 1: permanenti + neve+vento

$$F_d = g_g \times G_k + g_q \times (Q_{1k} + \gamma_0 \times Q_{ik})$$

$$q_{dc1} = 572 \quad \text{Kg/ml}$$

Taglio

TA	2230	Kg
TB	-2230	Kg

Momento flettente tot = $QL^2/8$

M_{AB}	-4349	Kgm
----------	-------	-----

Freccia max SLU

$f_{MAX SLU1}$	-1.41	cm
----------------	-------	----

SOLLECITAZIONI Combinazione 2: permanenti + neve

$$F_d = g_g \times G_k + g_q \times Q_{1k}$$

$$q_{dc2} = 527 \quad \text{Kg/ml}$$

Taglio

TA	2055	Kg
TB	-2055	Kg

Momento flettente tot = $QL^2/8$

M_{AB}	-4008	Kgm
----------	-------	-----

Freccia max SLU

$f_{MAX SLU2}$	-1.30	cm
----------------	-------	----

VALORI DI CALCOLO DELLE RESISTENZA

Combinazione 1			Combinazione 2		
tipo di legno	LAMELLARE		tipo di legno	LAMELLARE	
classe di servizio	1	interno	classe di servizio	1	interno
classe di durata	D (BREVE)	neve+vento	classe di durata	C (MEDIA)	neve
γ_M	1.45		γ_M	1.45	
K_{mod1}	0.90		K_{mod2}	0.80	

VERIFICA A FLESSIONE E SVERGOLAMENTO

Combinazione 1			Combinazione 2		
Momento max =	4349	Kgm	Momento max =	4008	Kgm
$M_{dx} =$	4086	Kgm	$M_{dx} =$	3766	Kgm
$M_{dy} =$	1487	Kgm	$M_{dy} =$	1371	Kgm
$\sigma_{m,x,d} = M_{dx}/W_x =$	77	Kg/cm ²	$\sigma_{m,x,d} = M_{dx}/W_x =$	71	Kg/cm ²
$\sigma_{m,y,d} = M_{dy}/W_y =$	56	Kg/cm ²	$\sigma_{m,y,d} = M_{dy}/W_y =$	51	Kg/cm ²
k_m	0.7		k_m	0.7	
A) $\sigma_{m,x,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}$	116		A) $\sigma_{m,x,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}$	107	
B) $k_m \cdot \sigma_{m,x,d} + \sigma_{m,y,d}$	109		B) $k_m \cdot \sigma_{m,x,d} + \sigma_{m,y,d}$	101	
$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_m =$	174	Kg/cm ²	$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_m =$	154	Kg/cm ²
CONDIZIONE DI VERIFICA			CONDIZIONE DI VERIFICA		
§ 4.4.8.1.6			§ 4.4.8.1.6		
$\sigma_{m,cr} =$	1022	N/mm ²	$\sigma_{m,cr} =$	1022	N/mm ²
$\lambda_{rel,m} =$	0.52		$\lambda_{rel,m} =$	0.52	
$K_{crit} =$	1.00		$K_{crit} =$	1.00	
$K_{crit} \cdot f_{m,d} =$	174		$K_{crit} \cdot f_{m,d} =$	154	
$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	66.55%		$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	69.00%	
$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	62.95%		$k_m \cdot \sigma_{m,x,d} / f_{m,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	65.27%	
VERIFICATA			VERIFICATA		

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

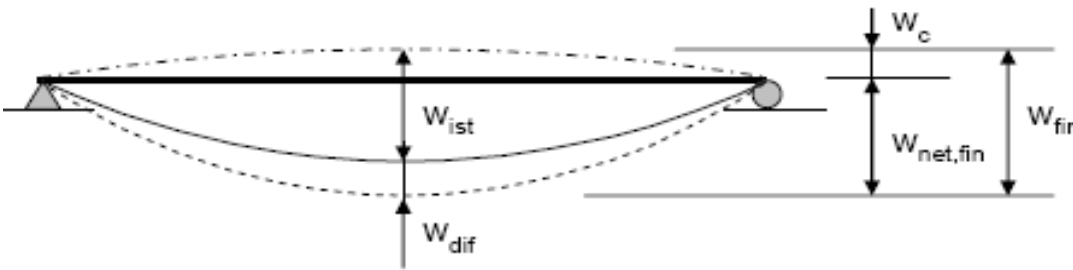
VERIFICA A TAGLIO					
Combinazione 1			Combinazione 2		
$(V_{x,d}^2+V_{y,d}^2)^{1/2}$	2230	Kg	Vd =	2055	Kg
$\tau_d= 1.5*Vd/b*h$	4.2	Kg/cm2	$\tau_d= 1.5*Vd/b*h$	3.9	Kg/cm2
$f_{v,d}= K_{mod}*f_{v,k}/\gamma_m =$	19.9	Kg/cm2	$f_{v,d}= K_{mod}*f_{v,k}/\gamma_m =$	17.7	Kg/cm2
CONDIZIONE DI VERIFICA			CONDIZIONE DI VERIFICA		
$\tau_d/f_{v,d} < 1$			$\tau_d/f_{v,d} < 1$		
VERIFICATA			VERIFICATA		

VERIFICHE SLE					
VALORI DI CALCOLO DELLE DEFORMAZIONI					
Combinazione 1			Combinazione 2		
tipo di legno	Lamellare		tipo di legno	Lamellare	
classe di servizio	1	interno	classe di servizio	1	interno
classe di durata	D (BREVE)	neve	classe di durata	C (MEDIA)	neve
γ_M	1.00		γ_M	1.00	
Kdef	0.60		Kdef	0.60	

VERIFICA A DEFORMABILITA' - neve+vento			
b =	20	cm	
h =	40	cm	
Momento d'inerzia Jx =	106667	cm4	
Momento d'inerzia Jy =	26667	cm4	
Modulo elastico E =	126000	Kg/cm2	
controfreccia Wc =	0	cm	
Categoria azione variabile	H		
quota s.l. m.	500	m slm	

Combinazione Rara	$F_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$	1 max	385 385	Kg/ml Kg/ml
Combinazione Frequente	$F_d = G_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$	1 2 3 max	187 234 254 254	Kg/ml Kg/ml Kg/ml Kg/ml
Combinazione Quasi Permanente	$F_d = G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$	1 max	225 225	Kg/ml Kg/ml
	Fd (GK) =		225	Kg/ml
	Fd (ψ_2 ·Qk1) =		0	Kg/ml
	Fd (ψ_2 ·QK_neve) =		0	Kg/ml
	Fd (ψ_2 ·GK_vento) =		0	Kg/ml
	Fd (ψ_2 ·GK_manuntenz.) =		0	Kg/ml
		max	0	Kg/ml
Combinazione Rara solo carichi accidenta	$F_d = Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$	1 2 3 max	172 119 160 172	Kg/ml Kg/ml Kg/ml Kg/ml

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Freccia iniziale, carichi accidentali Q, comb. Rara	$W_{flessione}$	$W_{taglio} = 1.2 \cdot q l^2 / 8GA'$	$W_{in,Q(rara)}$	
$5/384 \times Q_x L^4 / EJ_x + 1.2 \times Q_x l^2 / 8GA'$	0.58	0.02	0.60	cm
$5/384 \times Q_y L^4 / EJ_y + 1.2 \times Q_y l^2 / 8GA'$	0.84	0.01	0.85	cm
Freccia differita, carichi accidentali Q, comb. Q.Pd			$W_{in,Q(Q.Pem.)} \times k_{def}$	
$5/384 \times Q_x L^4 / EJ + 1.2 \times Q_x l^2 / 8GA' =$	0.00	0.00	0.00	cm
$5/384 \times Q_y L^4 / EJ + 1.2 \times Q_y l^2 / 8GA' =$	0.00	0.00	0.00	cm
Freccia iniziale, carichi Permanenti G			$W_{in,G}$	
$5/384 \times G_x L^4 / EJ + 1.2 \times G_x l^2 / 8GA' =$	0.76	0.03	0.79	cm
$5/384 \times G_y L^4 / EJ + 1.2 \times G_y l^2 / 8GA' =$	1.10	0.01	1.11	cm
Freccia differita, carichi Permanenti G			$W_{in,G} \times k_{def}$	
$5/384 \times Q_x L^4 / EJ + 1.2 \times Q_x l^2 / 8GA' =$	0.76	0.03	1.26	cm
$5/384 \times Q_y L^4 / EJ + 1.2 \times Q_y l^2 / 8GA' =$	1.10	0.01	1.78	cm
				
$W_{in,Q(Rara)} < L /$	300	1.04	2.60	VERIFICATA
$W_{fin,Q} = W_{in,Q(Rara)} + W_{in,Q(QP)} \cdot k_{def} < L /$	250	1.04	3.12	VERIFICATA
$W_{net,fin} = W_{in,G} \cdot (1 + k_{def}) + W_{in,Q(rara)} + W_{in,Q(QP)} \cdot k_{def} < L /$	200	3.23	3.90	VERIFICATA

11.2.2 Verifiche sismiche per la realizzazione del diaframma di piano in copertura

11.2.2.1 Descrizione dell'intervento

Come già spiegato, la configurazione della copertura di Palazzo Merlato non garantisce la formazione di un piano rigido. I diaframmi di piano assolvono il compito di raccogliere le azioni sismiche orizzontali di tutte le masse che competono al piano e trasferirle ai setti sismo-resistenti orientati nella direzione del sisma. Le azioni orizzontali e le reazioni degli elementi sismo-resistenti costituiscono un sistema di forze autoequilibrato che genera sollecitazioni flettenti e taglianti, agenti nel piano del diaframma. L'azione flettente richiede due **correnti perimetrali** per sopportare le forze di trazione e compressione della coppia. L'azione di taglio richiede una lastra (**anima**) alla quale sono affidati gli sforzi tangenziali. Oltre ai due correnti della flessione ed all'anima sono necessari i cordoli perimetrali con funzione di **ripartitori** che hanno il compito di raccogliere il taglio uniformemente distribuito nell'anima e trasferirlo ai setti verticali resistenti al taglio.

Il funzionamento del diaframma di piano dipende fortemente anche dai collegamenti tra le diverse parti che lo costituiscono, in particolare quelli tra correnti ed anima, quelli tra ripartitore e anima, tra ripartitore e setto verticale e quelli interni all'anima.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

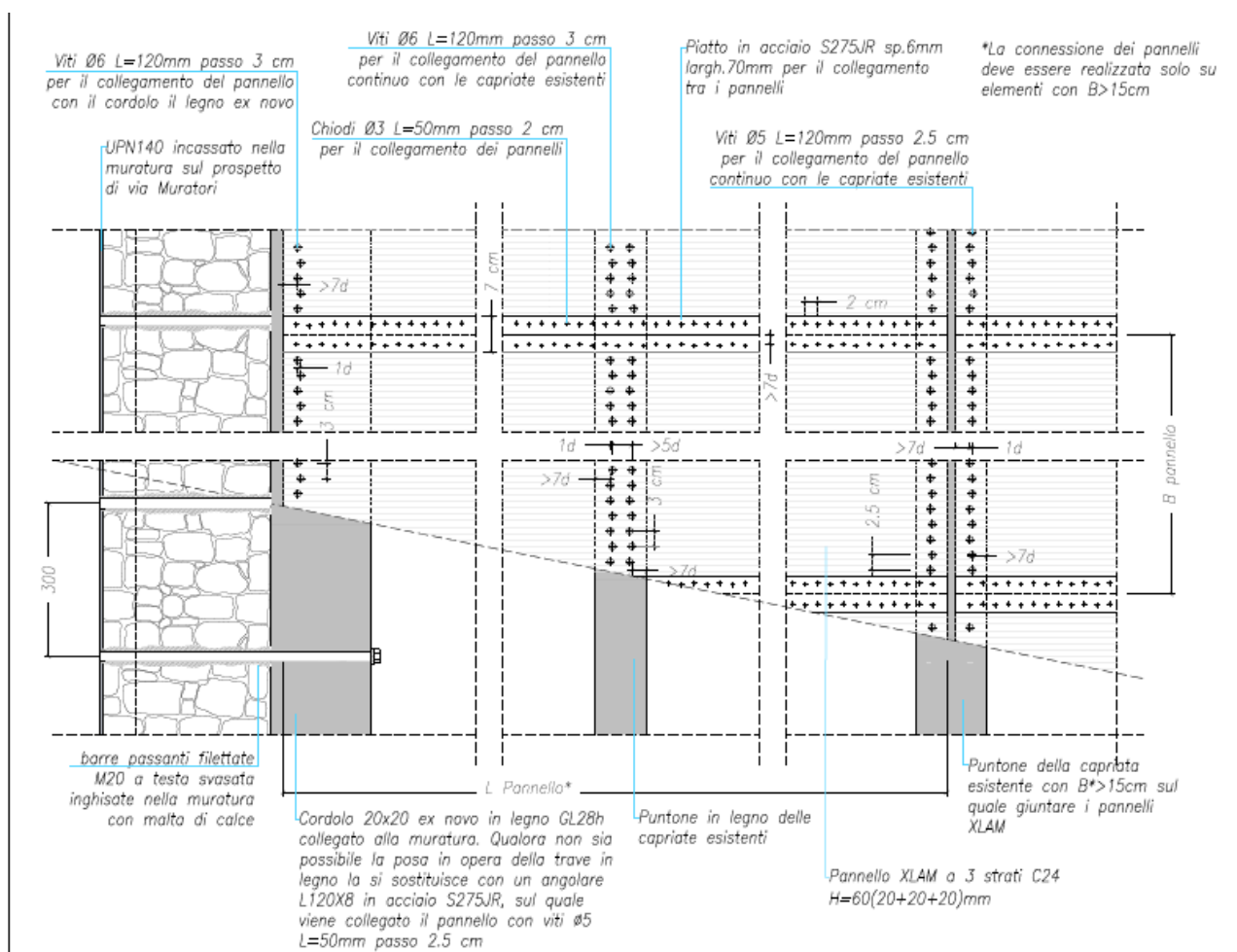
Alla luce di tali considerazioni si prevede la realizzazione del diaframma di falda attraverso la predisposizione di un pannello XLAM posizionato al di sopra delle capriate esistenti nella zona A e al di sopra delle travi ex novo nella zona B.

Il pannello in legno, che rappresenta l'**anima** del diaframma, deve essere connesso agli elementi su cui è poggiato mediante viti, mentre la connessione tra i diversi pannelli di xlam deve essere realizzata mediante l'inserimento di piattini in acciaio collegati con chiodi.

In particolare nella zona A il trasferimento del taglio dal pannello alla muratura avviene attraverso:

- il collegamento del pannello alle capriate esistenti che sono connesse a loro volta alla muratura mediante barre passanti inghisate;
- l'inserimento di cordoli in legno, con funzione di ripartitori, collegati alla muratura mediante barre inghisate.

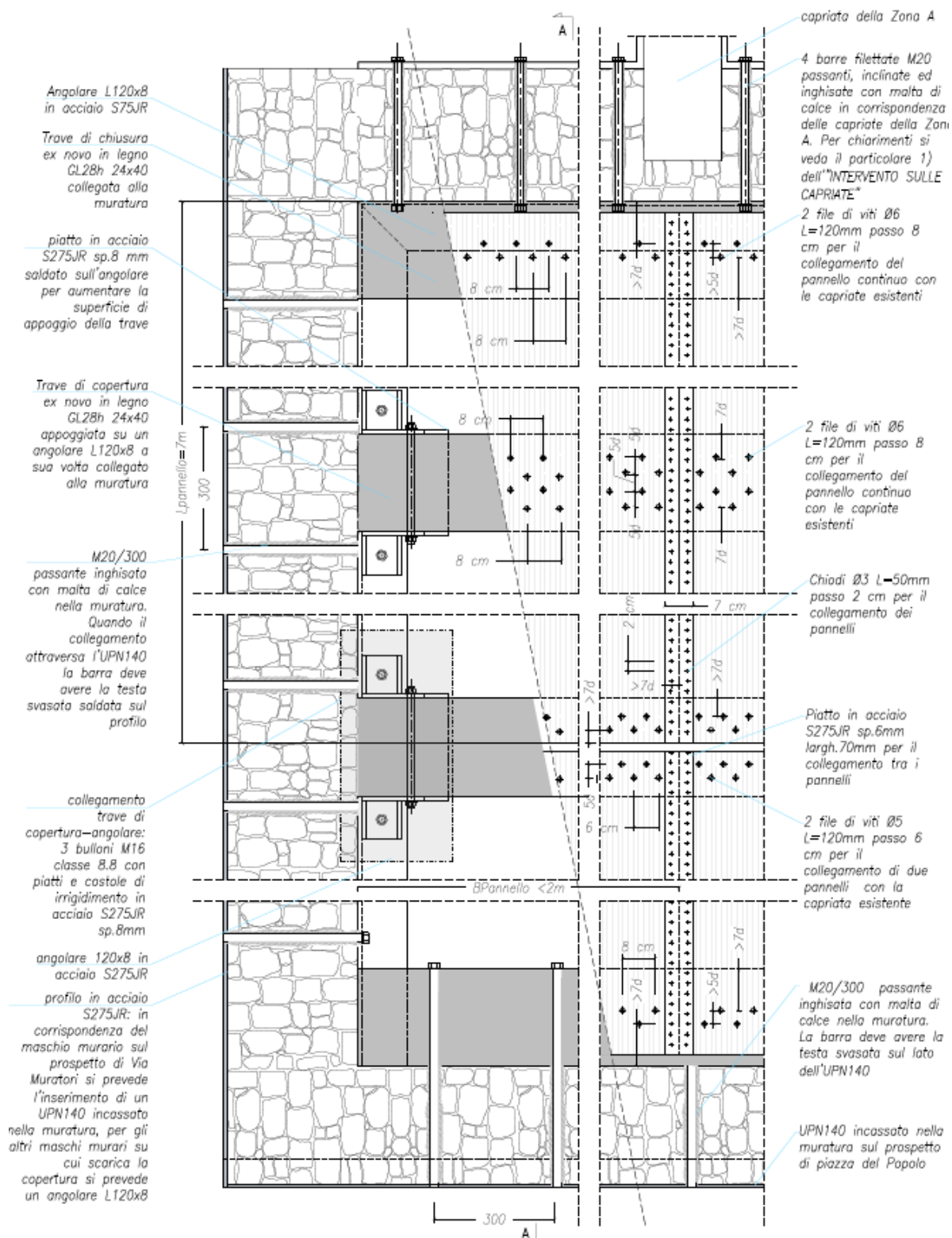
Infine la funzione di cordoli reagenti a trazione/compressione viene assolta, in direzione X dalla muratura a cui viene collegato un profilo metallico ed, in direzione Y, da un cordolo ligneo fissato alla muratura mediante barre in acciaio. Si riporta di seguito il particolare dell'intervento previsto per la zona A.



Nella zona B il trasferimento del taglio dal pannello X-Lam alla muratura avviene attraverso il collegamento del pannello alle travi lignee realizzate ex novo ed ad un cordolo perimetrale in acciaio, collegato alla muratura mediante

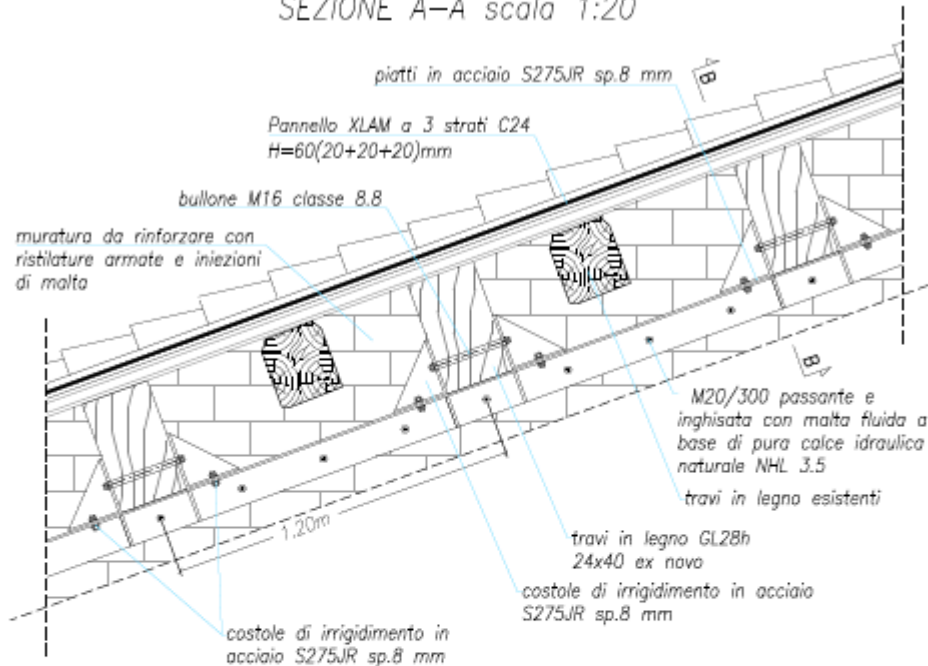
Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

barre passanti. Le nuove travi sono a loro volta connesse alla muratura mediante piatti ed un profilo ad L in acciaio a sua volta fissato alla muratura mediante barre in acciaio. La funzione di cordoli reagenti a trazione/compressione viene assolta dalla muratura a cui è stato fissato un cordolo perimetrale in acciaio. Si riporta di seguito il particolare dell'intervento previsto per la zona B.

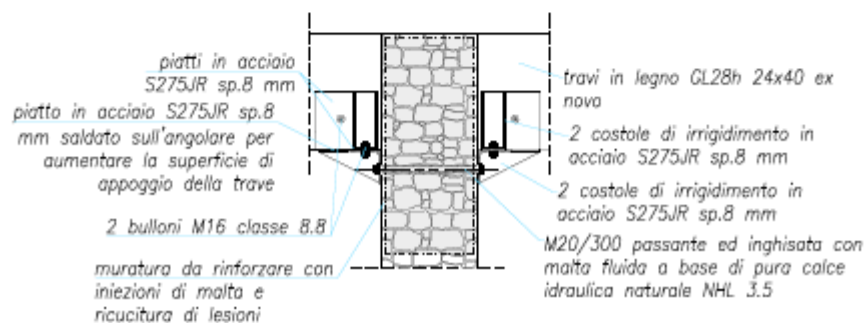


Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

SEZIONE A-A scala 1:20



SEZIONE B-B scala 1:20



11.2.2.2 Verifiche del diaframma

Il diaframma di falda è chiamato ad assorbire gli effetti dell'azione sismica. Quest'ultima è definita secondo le indicazioni del punto §7.2.3 delle NTC 2008:

$$F_a = (W_a S_a) / q_a$$

dove:

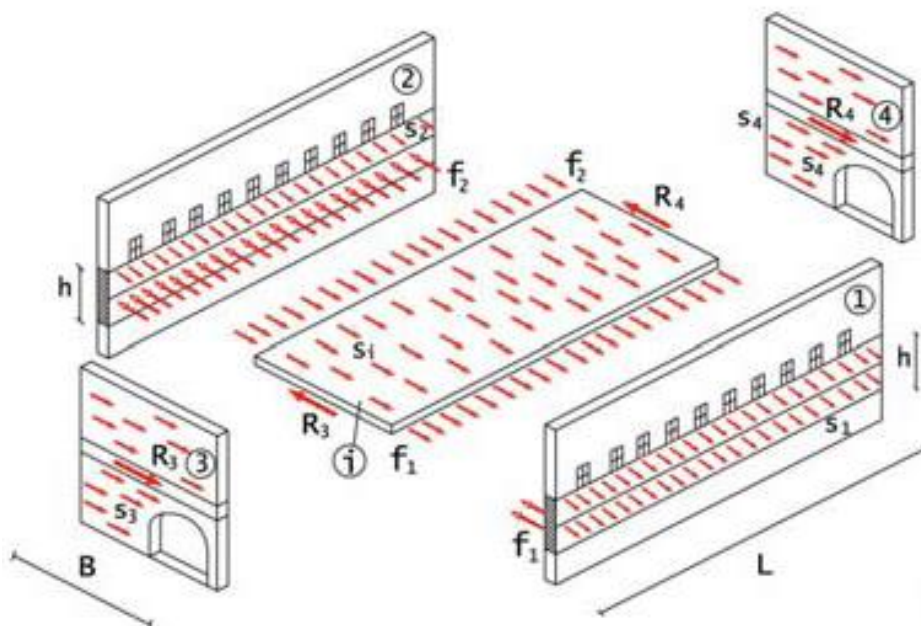
- W_a è il peso dell'elemento;
- q_a è il fattore di struttura dell'elemento;
- S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame, valutata come di seguito riportato:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} \right] - 0.5$$

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

- α è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (v. § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g ;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;
- T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;
- T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;
- Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (v. § 3.2.2);
- H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

In presenza di un diaframma di piano, la ripartizione delle azioni tra i maschi murari f_1 e f_2 e l'impalcato f_i può essere valutata secondo quanto riportato nell' articolo di E. Giuriani "L'organizzazione degli impalcato per gli edifici storici" - L'Edilizia n°134; pagg. 30-43; 2004. Si dimensiona quindi il diaframma sulla base di tali sollecitazioni.



Zona A

Per la zona A di Palazzo Merlato si prevede la presenza di 3 murature di spina permette la realizzazione di due diaframmi di falda. Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche relative all'impalcato con dimensioni maggiori.

Sisma direzione parallela a quella delle capriate

Considerando il sisma nella direzione delle capriate, l'azione sismica è definita come di seguito:

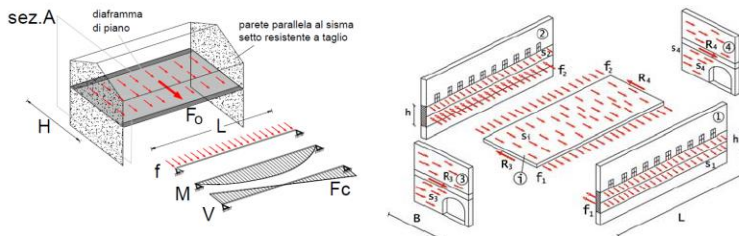
Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

CALCOLO DEI DIAFRAMMI DI FALDA

DATI GENERALI PER IL CALCOLO DEI DIAFRAMMI DI PIANO - DIREZIONE LATO CORTO/LUNGO

Dimensioni Geometriche Pareti

	Le =	18.00	m
	B =	11.00	m
	Bm3 =	10.50	m
	Bm4 =	10.50	m
Correnti	s1 =	0.50	m
	s2 =	0.50	m
Reagenti	s3 =	0.50	m
	s4 =	0.50	m
	hup =	0.00	m
	hbot =	6.00	m
	L =	17.50	m



Caratteristiche dei Materiali e Carichi agenti su Impalcato

Peso Specifico Muratura Portante $\gamma_m = 18$ kN/m³

Peso Proprio Solaio: Gk1+Gk2 3.3 kN/m²

Peso Accidentale: Qk 1.2 kN/m²

Carico Totale Caratteristico 4.5 kN/m²

ψ (Sismico) 0.0

Parametri per la definizione della Forzante Sismica e Forze inerziali Generate

Accelerazione orizzontale massima a_g PGA = 0.21 g

Fattore di amplificazione $F_o = 2.50$

Fattore di Struttura $q_o = 2.00$

Categoria Sottosuolo $S=SS^*ST = 1.61$

Quota impalcato Interessato $z_i = 17.00$ m

Altezza totale edificio $H_{tot} = 19.00$ m

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_n/T_s)^2} - 0.5 \right]$$

$\psi(Z) = 0.89$

$S_a = 0.79$ g

$$W_a = h_{up} \cdot L \cdot S_1 \cdot \gamma_m$$

$$W_{k1} = S_1 \cdot \gamma_m$$

$$s_{k1} = (S_a/q_o) \cdot W_{k1}$$

$$W_{k2} = S_2 \cdot \gamma_m$$

$$s_{k2} = (S_a/q_o) \cdot W_{k2}$$

$$G_k + 0.3 \cdot Q_k$$

$$s_i = (S_a/q_o) \cdot W_i$$

$W_a = 0.0$ KN

$W_{k1} = 9.0$ kN/m²

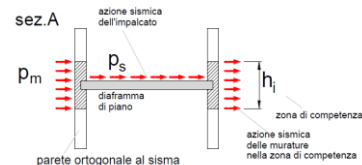
$S_{k1} = 3.6$ kN/m²

$W_{k2} = 9.0$ kN/m²

$S_{k2} = 3.6$ kN/m²

$W_i = 3.3$ kN/m²

$S_i = 1.29$ kN/m²



AZIONI SOLLECITANTI - DIAFRAMMA DI PIANO

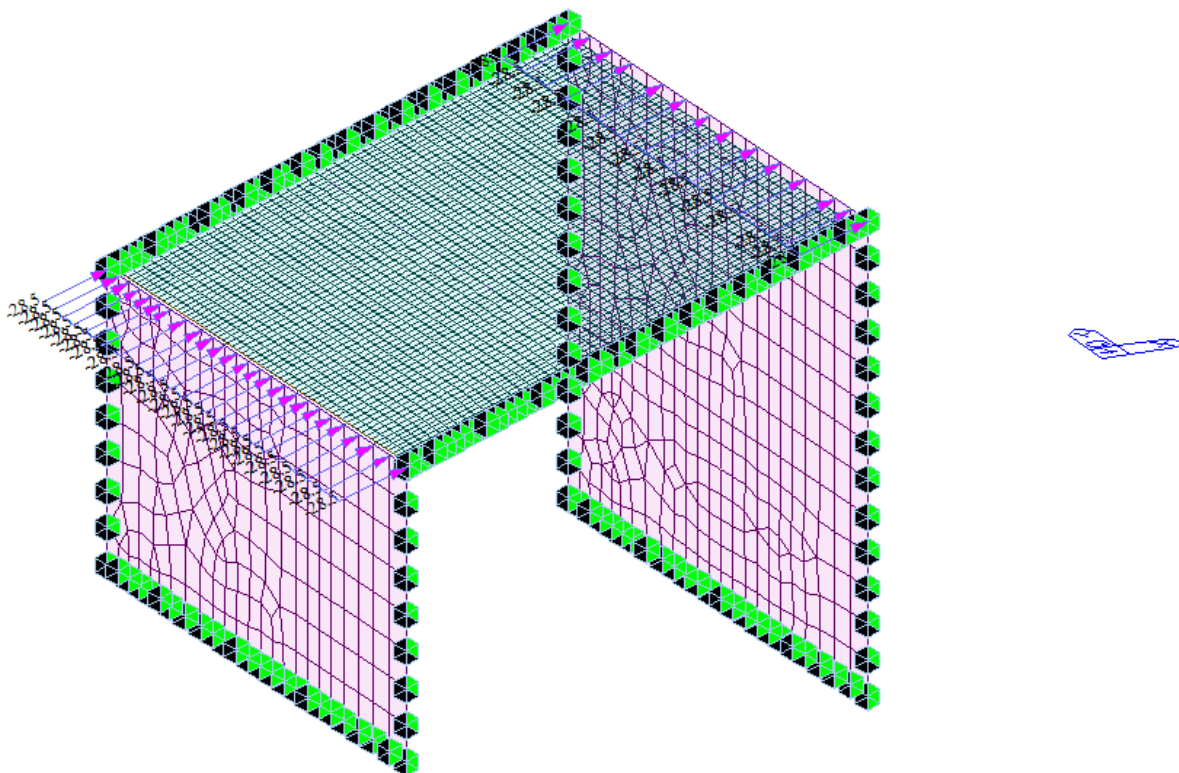
Sollecitazioni su diaframma

Azioni sismiche su striscia Mur. K1	$f_{k1} = 21.46$	KN/m	$f_{k1} = s_{k1} \cdot h$
Azioni sismiche su striscia Mur. K2	$f_{k2} = 21.46$	KN/m	$f_{k2} = s_{k2} \cdot h$
Azioni sismiche su Impalcato	$f_i = 14.24$	KN/m	$f_i = s_i \cdot B$
Forza Totale Agente su impalcato	$f = 57.15$	KN/m	

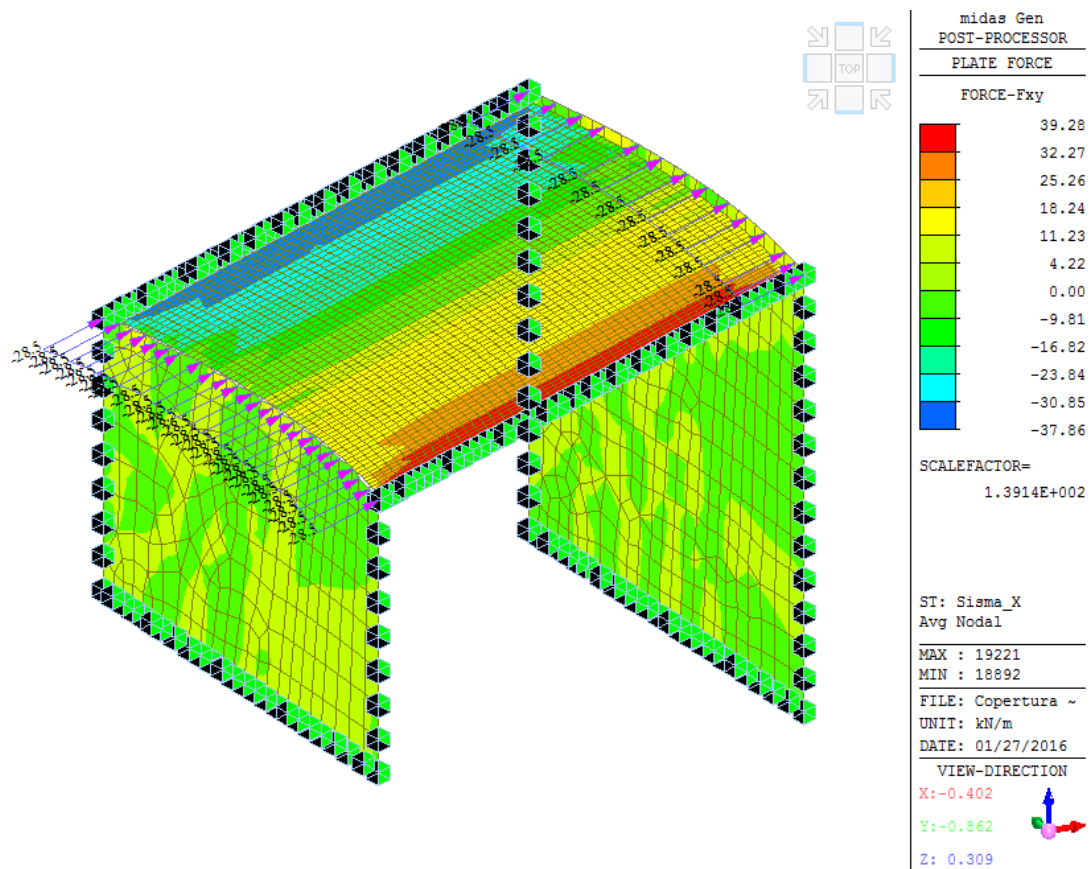
Per valutare le sollecitazioni indotte sul pannello, sulle capriate e sulle murature viene elaborato un modello di calcolo nel quale vengono inseriti:

- Il pannello XLAM (le cui caratteristiche meccaniche e geometriche sono quelle definite nel paragrafo 8.2.5);
- I puntoni delle capriate esistenti (le cui caratteristiche meccaniche sono definite nel paragrafo 8.1.2.3);
- la muratura del secondo piano di palazzo Merlato (le cui caratteristiche meccaniche sono definite nei paragrafi 8.1.1.1 ed 8.1.1.2).

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale



Si riportano di seguito i risultati più significativi. Il taglio da assorbire raggiunge il valore massimo di 39 kN/m, mentre in corrispondenza del collegamento con la prima capriata esistente il taglio diminuisce fino a 35 kN/m.



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Si riportano di seguito le verifiche a taglio del pannello XLAM.

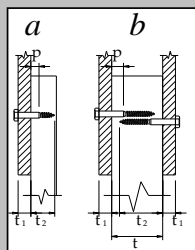
Valori sezionali	Sforzi interni, tensioni e grado di sfruttamento	Dettagli								
<p>Sforzi interni</p> <p>$n_{xy,d}$ <input type="text" value="40"/> <input type="text" value="kN/m"/> <input type="button" value="v"/></p>										
<p>Spessore ideale</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>RVSE</th> <th>t_i^*</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>20 mm</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>20 mm</td> </tr> <tr> <td>Σt_i^*</td> <td>40 mm</td> </tr> </tbody> </table>			RVSE	t_i^*	1	20 mm	2	20 mm	Σt_i^*	40 mm
RVSE	t_i^*									
1	20 mm									
2	20 mm									
Σt_i^*	40 mm									
<p>Tensioni nell'elemento ideale (RVSE)</p> <p>Tensione nominale ideale $\tau_{0,d}^*$ <input type="text" value="1 N/mm²"/></p> <p>Tensione di taglio della lamella $\tau_{v,d}^*$ <input type="text" value="2 N/mm²"/></p> <p>Tensione di taglio torsionale nella superficie incollata $\tau_{t,d}^*$ <input type="text" value="0,4 N/mm²"/></p>										
<p>Spessore ideale totale</p>										
<p>Grado di sfruttamento</p> <p>Forza di taglio n_{xy} (Meccanismo I - Taglio) $\eta_{nxy,V}$ <input type="text" value="50 %"/></p> <p>Forza di taglio n_{xy} (Meccanismo II - Torsione) $\eta_{nxy,T}$ <input type="text" value="20 %"/></p>										
<p>Secondo ETA-09/0036 e ETA-08/0242</p> <p>Forza di taglio n_{xy} (Meccanismo I - Taglio) $\eta_{nxy,V}$ <input type="text" value="50 %"/></p> <p>Forza di taglio n_{xy} (Meccanismo II - Torsione) $\eta_{nxy,T}$ <input type="text" value="20 %"/></p>										
<p>RVSE rilevante</p>										
<p>Coefficienti di calcolo</p> <p>k_{mod} <input type="text" value="1"/> <input type="text" value="v"/></p> <p>V_M <input type="text" value="1,25"/> <input type="text" value="v"/></p> <p>Larghezza della lamella <input type="text" value="150 mm"/></p>										

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Si riporta di seguito le verifiche di progetto dei collegamenti tra pannello e capriate esistenti.

Unioni Pannello-Legno

Controllare interassi fra le viti e distanze dai bordi come specificato nella tabella 8.2 del paragrafo 8.3.1.2 della EN 1995-1-1:2004 per valore del diametro della parte liscia del gambo $d \leq 6$ mm o come nella tabella 8.4 del paragrafo 8.5.1.1 della EN 1995-1-1:2004 per valori del diametro della parte liscia del gambo $d > 6$ mm



MENU
UNIONI

Tipo Vite	Diametro esterno parte filettata > diametro gambo liscio
Tipo Legno 2	EN C14
Spessore t_2 (mm)	60
Tipo Pannello 1	Pannelli di particelle e OSB
Spessore pannello t_1 (mm)	60
Spessore t (mm) (solo caso b)	
Diametro gambo liscio vite (mm)	4.30
Diametro gambo parte filettata (mm)	3.95
Diametro esterno parte filettata (mm)	6.00
Diametro testa vite (mm)	12.00
Penetrazione gambo liscio d (mm)	0
Resist. a estraz. testa $f_{head,k}$ (N/mm ²)	
Angolo asse vite e direz. Fibratura	90
Angolo fra azione e direz. Fibratura	0
N° viti per sezione di taglio	1
Preforatura	No
Resist. a traz. acciaio f_u (N/mm ²)	510
Classe di durata del carico	Istantaneo
Classe di servizio	1
Combinazione di carico	Sismica non dissipativa

Eventuali avvisi

Valore resistente di progetto a taglio per singolo elemento di collegamento e per singola sezione resistente

Taglio Resistente di progetto (N) **1102.8**

Modo di rottura **modo f**

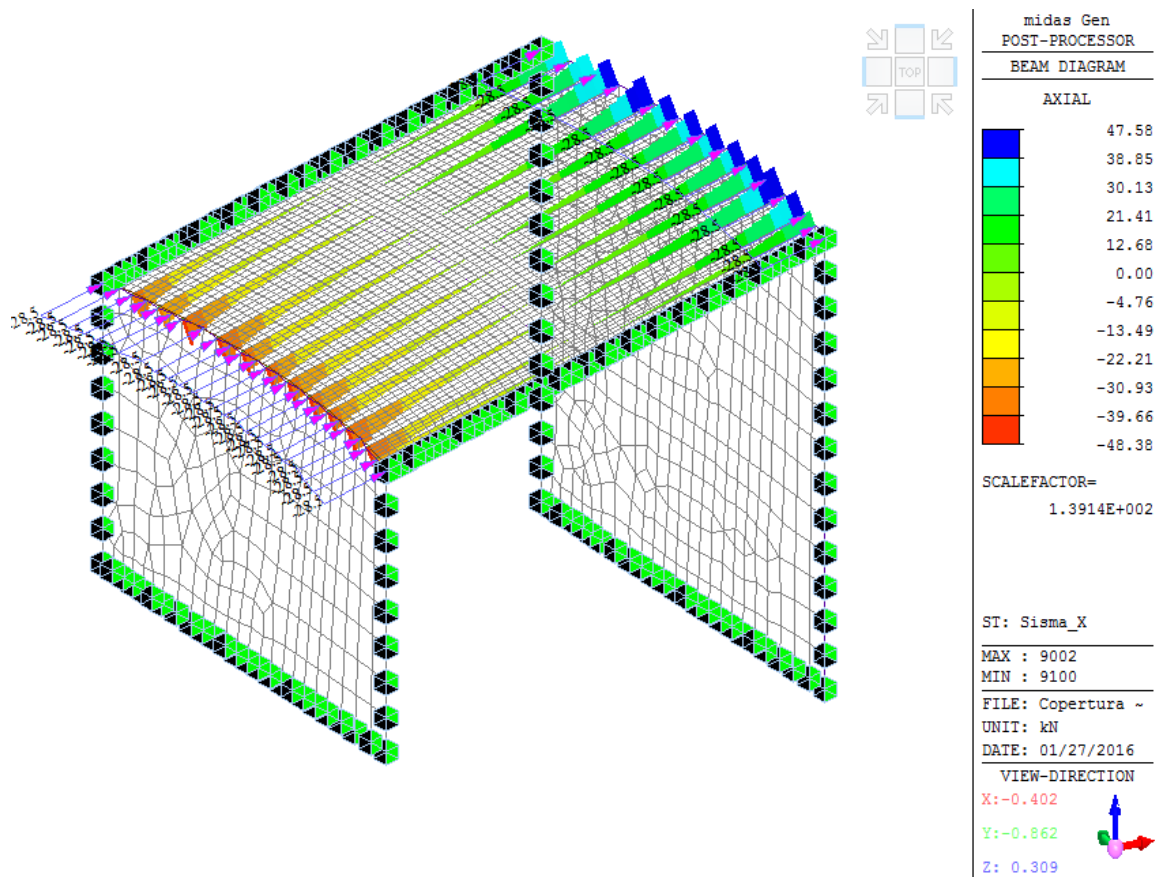
NOTA 1: Per ottenere il valore del taglio resistente per tutta l'unione moltiplicare per il n° di sezioni resistenti e per il n° di viti

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Per assorbire il taglio di progetto è necessario prevedere delle viti da 6 mm a passo 3 cm.

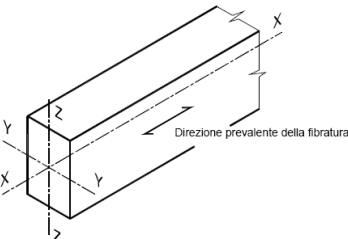
$$n * T_{rd} = 100 / 3 * 11002 / 1000 = 36.7 \text{ kN} / \text{m} > 35 \text{ kN} / \text{m}$$

Le sollecitazioni massime trasmesse alle capriate sono pari circa 48 kN di trazione e di compressione, a cui va sommato il contributo dei carichi statici pari a 50 kN.



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

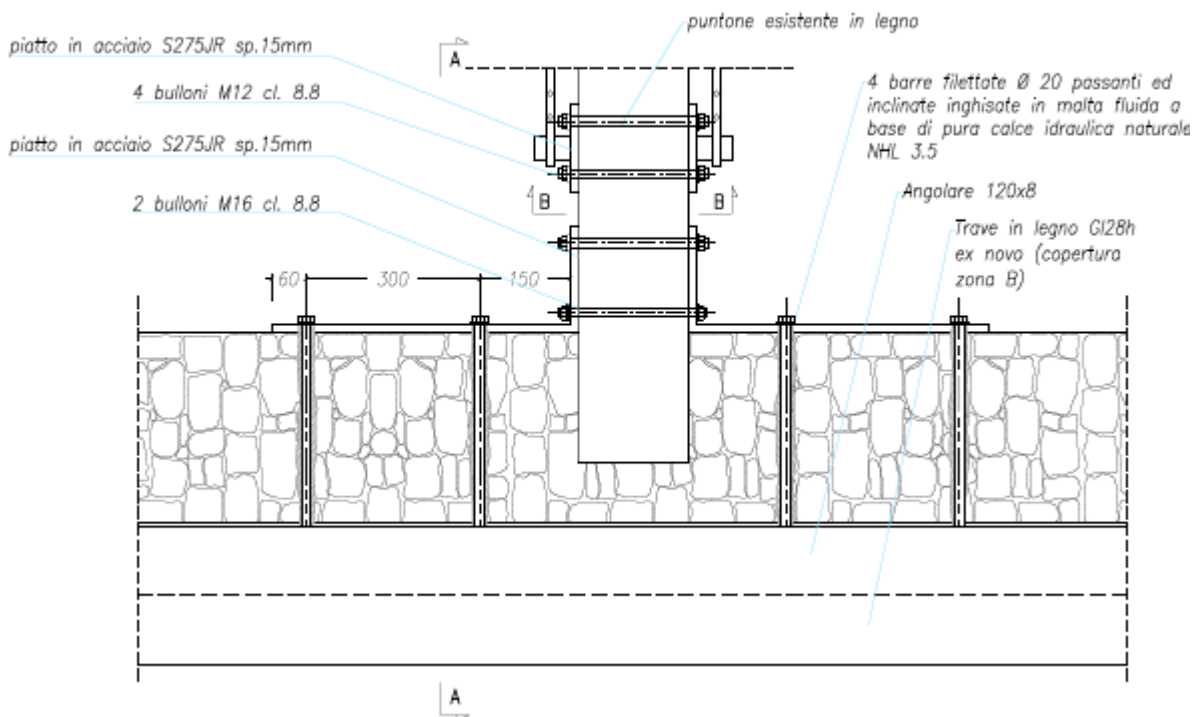
Si riportano di seguito le verifiche delle capriate.

Verifica sezione in legno - versione 1.1 β 2								
Classe di durata del carico		Istantaneo						
Classe di servizio		1	UR < 65%		k_{mod}	1		
Tipologia		Legno massiccio				γ_m	1.50	
Sezione Rettangolare	H [cm]	20.0	A [cm ²]	J _y [cm ⁴]	J _z [cm ⁴]	W _y [cm ³]	W _z [cm ³]	
	B [cm]	13.0	260	8667	3662	867	563	
Valori caratteristici del materiale						C14		
Proprietà di Resistenza [N/mm ²]				Proprietà di modulo elastico [N/mm ²]				
Flessione*		$f_{m,k}$	14.00	parallelo medio		$E_{0,m}$	7000	
Trazione parallela*		$f_{t,0,k}$	8.00	parallelo caratteristico		$E_{0,05}$	4700	
Trazione perpendicolare		$f_{t,90,k}$	0.40	perpendicolare medio		$E_{90,m}$	230	
Compressione parallela		$f_{c,0,k}$	16.00	tangenziale medio		G_m	440	
Compressione perpendicolare		$f_{c,90,k}$	2.00	Massa volumica [kg/m ³]				
Taglio		$f_{v,k}$	3.00	caratteristica		ρ_k	290	
Considero k_h ?		NO	$k_{h,fless,y}$	1.00	$k_{h,fless,z}$	1.00	$k_{h,traz}$	1.00
Il coefficiente k_h incrementa i valori caratteristici di flessione e trazione parallela								
Stati limite ultimi								
Sollecitazioni [kN,kNm]								
N_d		94.00	kN					
$T_{z,d}$		0.00	kN					
$T_{y,d}$		0.00	kN					
$M_{y,d}$		0.00	kNm					
$M_{z,d}$		0.00	kNm					
$M_{t,d}$		0.00	kNm					
Verifiche di resistenza								
Trazione parallela alla fibratura				Verifica non necessaria				
Trazione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare				
Compressione parallela alla fibratura				La sezione è verificata				
$\sigma_{c,0,d}$	3.62	N/mm ²	<	$f_{c,0,d}$	10.67	N/mm ²		
Compressione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare				
Compressione inclinata rispetto alla fibratura				Da sviluppare				
Flessione				Verifica non necessaria				
$\sigma_{m,y,d}$	0.00	N/mm ²		$\sigma_{m,z,d}$	0.00	N/mm ²		
$f_{m,y,d}$	9.33	N/mm ²		$f_{m,z,d}$	9.33	N/mm ²		
k_m	0.70							
$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				0.00	<	1		
$k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				0.00	<	1		
Tensoflessione				Verifica non necessaria				
Pressoflessione				Verifica non necessaria				
Taglio				Verifica non necessaria				
Torsione				Verifica non necessaria				
Taglio e Torsione				Verifica non necessaria				
Verifiche di stabilità								
Elementi inflessi - asse y				Verifica non necessaria				
Elementi inflessi - asse z				Verifica non necessaria				
Elementi tensoinflessi - asse y				Verifica non necessaria				
Elementi tensoinflessi - asse z				Verifica non necessaria				
Elementi compressi				La sezione è verificata				
l_0	300.00	cm	lunghezza di libera inflessione					
i_y	5.77	cm	raggio di inerzia y					
i_z	3.75	cm	raggio di inerzia z					
$\lambda_{rel,c,y}$	0.97		snellezza relativa y					
$\lambda_{rel,c,z}$	1.48		snellezza relativa z					
k	1.72							
$k_{crit,c}$	0.39		coefficiente di sbandamento laterale					
$\sigma_{c,0,d} / (k_{crit,c} f_{c,0,d})$				0.88	<	1		
Elementi pressoinflessi - asse y				Verifica non necessaria				
Elementi pressoinflessi - asse z				Verifica non necessaria				

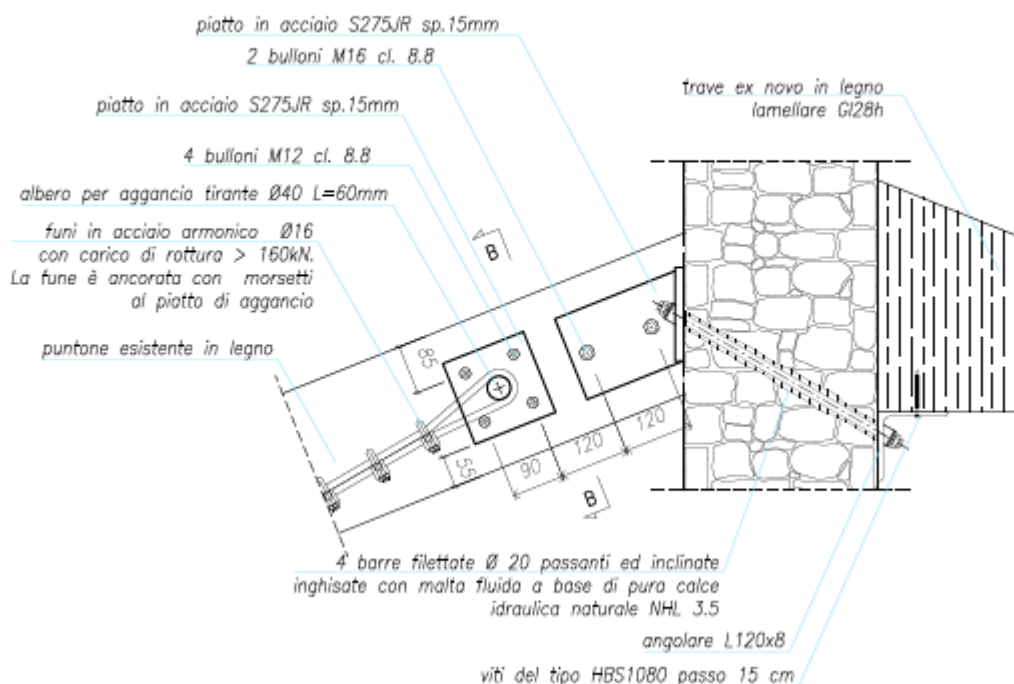
Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Si mostra il progetto dei collegamenti tra capriate esistenti e muratura e ne si riporta di seguito il dimensionamento.

Pianta— scala 1:10



Sezione A— scala 1:10



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

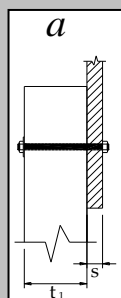
Unioni Acciaio-Legno

Controllare interassi fra i bulloni e distanze dai bordi come specificato nella tabella 8.4 del paragrafo 8.5.1.1 della EN 1995-1-1:2004

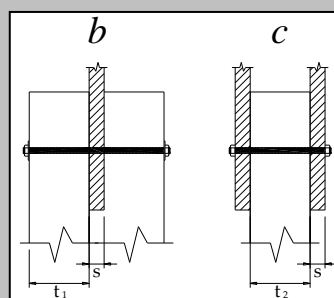
☐ Singola sezione resistente

☐ Doppia sezione resistente caso b

☒ Doppia sezione resistente caso c



**MENU
UNIONI**



Tipo Legno

EN C14

Spessore t_1 (mm)

Spessore s acciaio (mm)

10

Spessore t_2 (mm) (solo doppia)

130

Diametro bullone (mm)

16

Diametro rondella (mm)

Angolo fra azione e direz. Fibratura

0

Resist. a traz. acciaio f_u (N/mm²)

800

Classe di durata del carico

Breve Termine

Classe di servizio

1

Combinazione di carico

Sismica non dissipativa

Valore resistente di progetto a taglio per singolo elemento di collegamento e per singola sezione resistente

Taglio Resistente di progetto (N)

14341.6

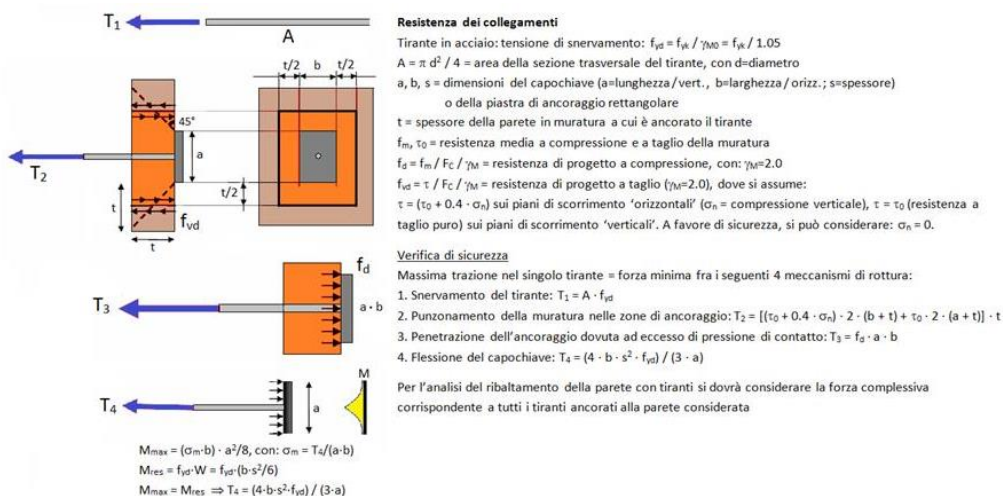
Modo di rottura

interpolazione

NOTA 1: Per ottenere il valore del taglio resistente per tutta l'unione moltiplicare per il n° di sezioni resistenti e per il n° di bulloni

$$n * T_{rd} = 2 * 2 * 14341 / 1000 = 57.2 \text{ kN} / \text{m} > 50 \text{ kN} / \text{m}$$

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale



- '**Snervamento**': viene riportata la trazione corrispondente allo snervamento puro del tirante, semplicemente ottenuta da:

$A \cdot f_{yd}$

dove A= Area del tirante ed f_{yd} = tensione di snervamento di calcolo, dati in precedenza definiti;

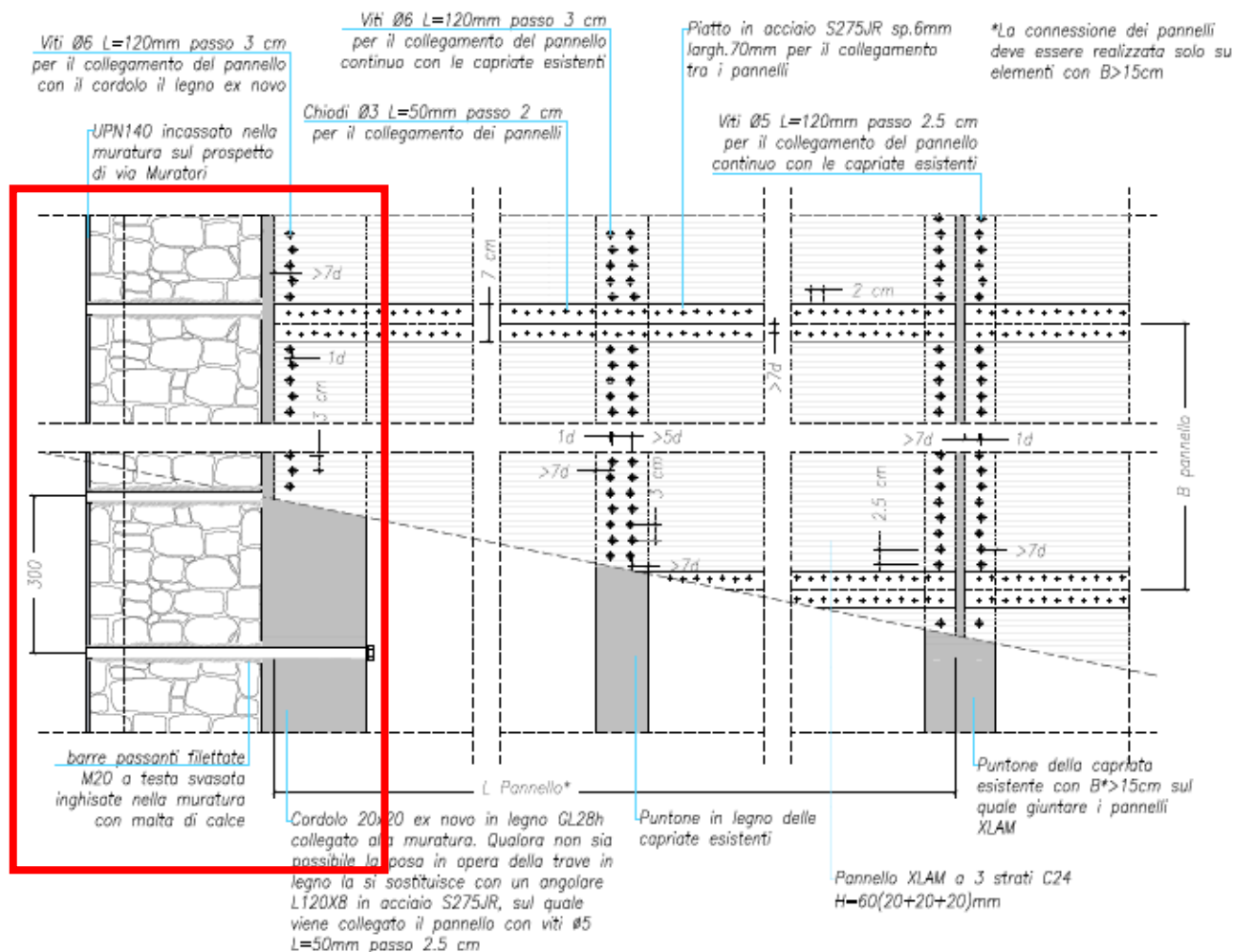
- '**Punzonamento**': forza per la quale si ottiene la rottura del collegamento dovuta al punzonamento sulla zona di muratura a contatto con la piastra; la forza è ottenuta come:
 $[(\tau_0 + 0.4 \cdot \sigma_n) \cdot 2 \cdot (b + t) + \tau_0 \cdot 2 \cdot (a + t)] \cdot t$

Verifica Collegamento capiate muratura-lato muratura

Sfilamento					
tau0	0.029	N/mm2			
b	400	mm			
t	500	mm			
a	140	mm			
Punz	44.66	kN	4fi 20 per capiate	Sfil res	178.64 kN>40kN

Infine si riporta il progetto del collegamento tra il cordolo in legno ex novo e la muratura.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale



VERIFICA

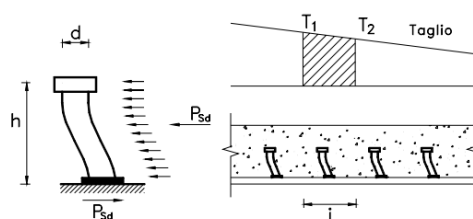
Connettori

Piolo(passo)	s	30	cm
Diametro del gambo del piolo	d	20	mm
Lunghezza del piolo	h	150	mm
Resistenza ultima a trazione	f _u	430	N/mm ²

Caratteristiche della muratura

Res. caratteristica del mattone	f _{ck}	20	N/mm ²
Valore medio del modulo secante	E _{cm}	1.50	kN/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza	g _v	1.25	

Resistenza a taglio Acciaio	P _{Rd.1}	86.46	kN
Resistenza a taglio Muratura	P _{Rd.2}	16.07	kN
Resistenza di Progetto min (P_{Rd.1};P_{Rd.2})		16.07	kN
Forza di taglio agente sul giunto	V _{Sd}	40.00	kN
Numero di pioli al metro	n _p	3	N _b /m
Forza tagliante su ciascun piolo	F _{b,Sd}	12.00	kN



$$P_{Rd.1} = 0.8 f_u (p d^2/4)/g_v$$

$$P_{Rd.2} = (0.29 a d^2 (f_{ck} E_{cm})^{0.5})/g_v$$

OK

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

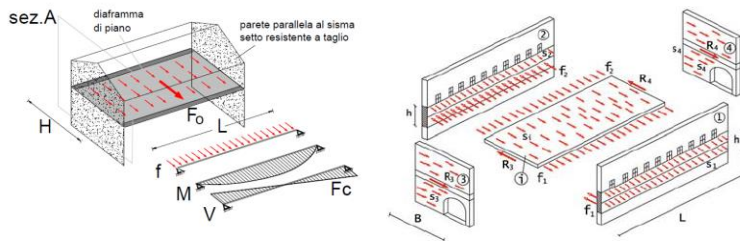
Sisma direzione perpendicolare a quella delle capriate

Considerando il sisma nella direzione perpendicolare a quella delle capriate, l'azione sismica è definita come di seguito:

DATI GENERALI PER IL CALCOLO DEI DIAFRAMMI DI PIANO - DIREZIONE LATO CORTO/LUNGO

Dimensioni Geometriche Pareti

	Le =	11.00	m
	B =	18.00	m
	Bm3 =	17.50	m
	Bm4 =	17.50	m
Correnti	s1 =	0.50	m
	s2 =	0.50	m
Reagenti	S3 =	0.50	m
	S4 =	0.50	m
	hup =	0.00	m
	hbot =	6.50	m
	L =	10.50	m



Caratteristiche dei Materiali e Carichi agenti su Impalcato

Peso Specifico Muratura Portante $\gamma_m = 18$ kN/m³

Peso Proprio Solaio: Gk1+Gk2 3.2 kN/m²

Peso Accidentale: Qk 1.2 kN/m²

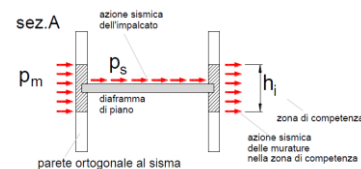
Carico Totale Caratteristico 4.4 kN/m²

ψ (Sismico) 0.0

Parametri per la definizione della Forzante Sismica e Forze inerziali Generate

Accelerazione orizzontale massima	a_g PGA =	0.21	g
Fattore di amplificazione	F_o =	2.50	
Fattore di Struttura	q_o =	2.00	
Categoria Sottosuolo	S=SS*ST =	1.61	
Quota impalcato Interessato	z_i =	17.00	m
Altezza totale edificio	H_{tot} =	19.00	m
	$\psi(Z)$ =	0.89	
	S_a =	0.79	g

$W_a = h_{up} \cdot L \cdot s_1 \cdot \gamma_m$	W_a	0.0	KN
$w_{k1} = s_1 \cdot \gamma_m$	w_{k1}	9.0	kN/m ²
$s_{k1} = (S_a/q_o) \cdot w_{k1}$	s_{k1}	3.6	kN/m ²
$w_{k2} = s_2 \cdot \gamma_m$	w_{k2}	9.0	kN/m ²
$s_{k2} = (S_a/q_o) \cdot w_{k2}$	s_{k2}	3.6	kN/m ²
$G_k + 0.3 \cdot Q_k$	W_i	3.2	kN/m ²
$s_i = (S_a/q_o) \cdot W_i$	s_i	1.29	kN/m ²



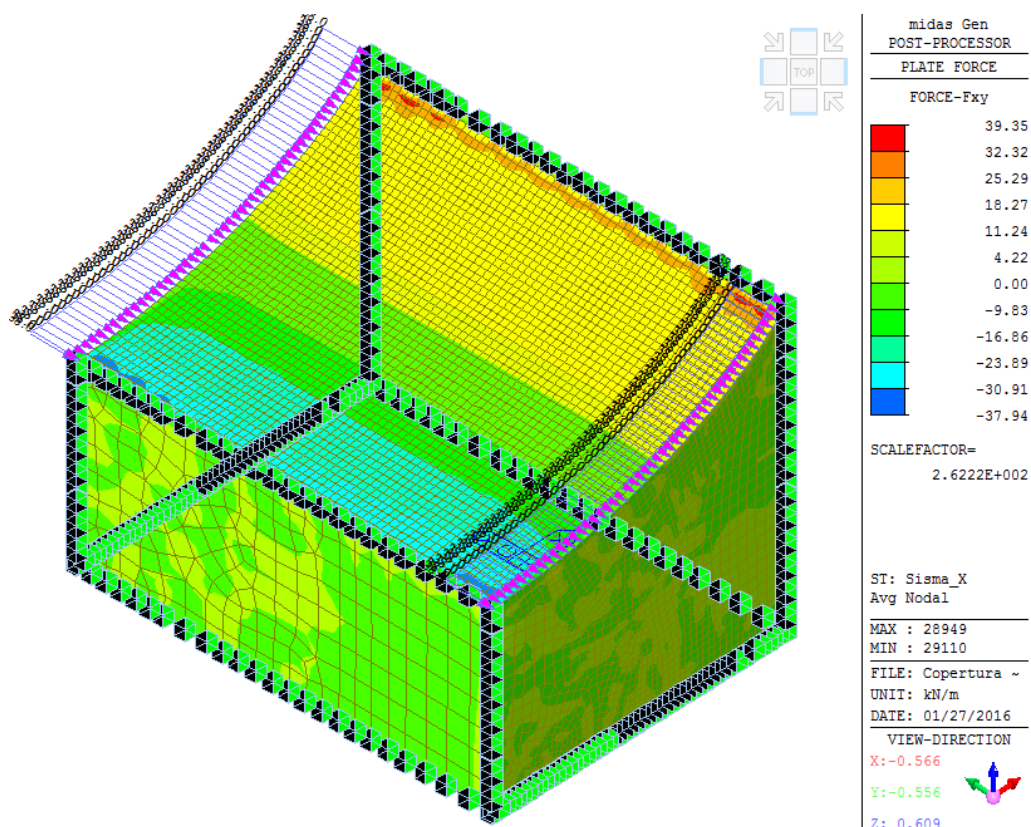
AZIONI SOLLECITANTI - DIAFRAMMA DI PIANO

Sollecitazioni su diaframma

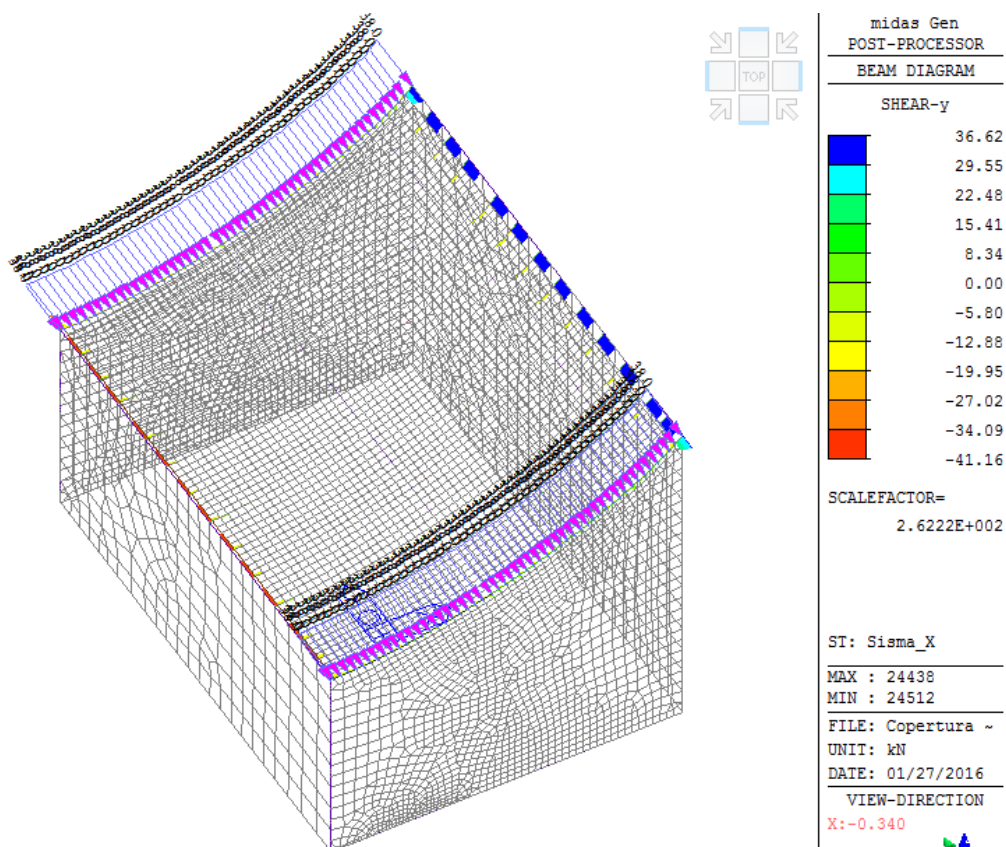
Azioni sismiche su striscia Mur. K1	$f_{k1} =$	23.24	KN/m	$f_{k1} = s_{k1} \cdot h$
Azioni sismiche su striscia Mur. K2	$f_{k2} =$	23.24	KN/m	$f_{k2} = s_{k2} \cdot h$
Azioni sismiche su Impalcato	$f_i =$	23.14	KN/m	$f_i = s_i \cdot B$
Forza Totale Agente su impalcato	$f =$	69.63	KN/m	

Si riportano di seguito i risultati più significativi. I valori delle sollecitazioni di taglio sul pannello sono paragonabili a quelli ottenuti caricando il sisma nell'altra direzione. Per le verifiche del pannello e dei relativi collegamenti si rimanda pertanto ai dati riportati in precedenza.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale



A differenza di quanto avviene considerando il sisma agente in direzione Y, in questo caso le sollecitazioni agenti sulle capriate sono di tipo tagliante e pertanto il collegamento capriata-muratura deve essere progettato a taglio.

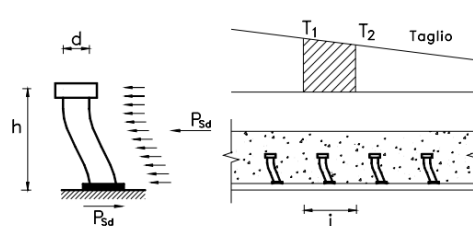


Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

VERIFICA

Connettori

Piolo(passo)	s	-	cm
Diametro del gambo del piolo	d	20	mm
Lunghezza del piolo	h	150	mm
Resistenza ultima a trazione	f_u	430	N/mm ²



Caratteristiche della muratura

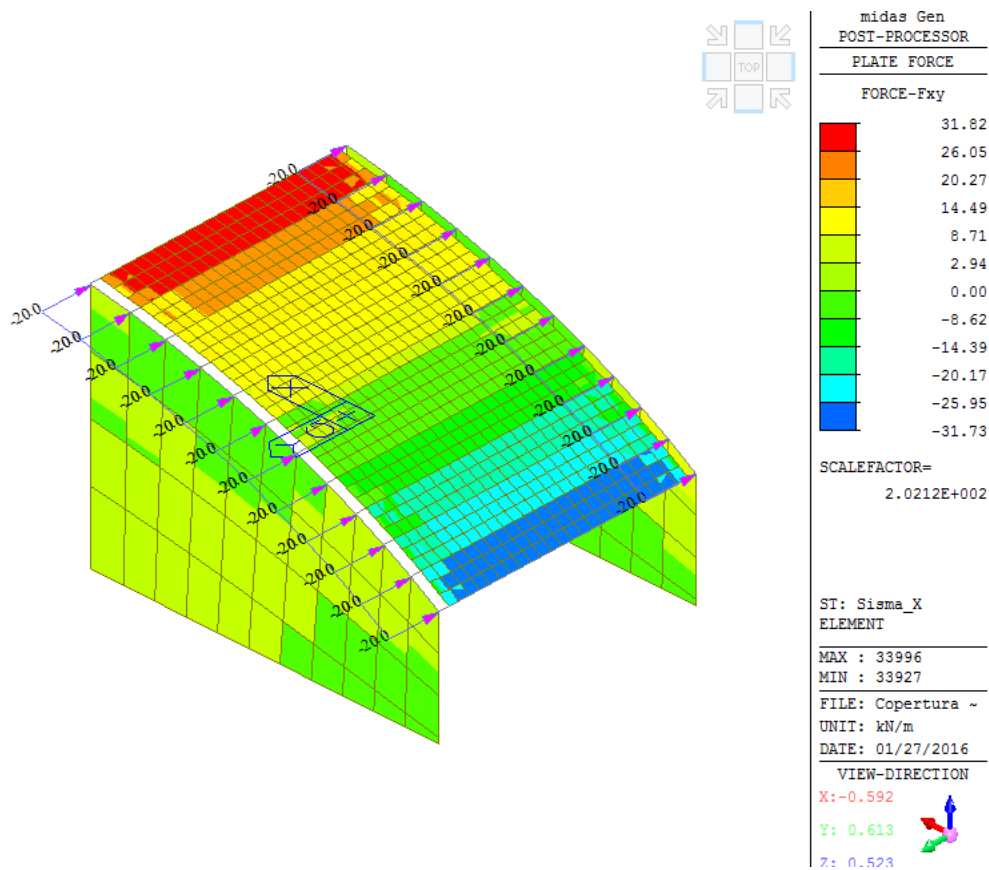
Res. caratteristica del mattone	f_{ck}	20	N/mm ²
Valore medio del modulo secante	E_{cm}	1.50	kN/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza	g_v	1.25	

Resistenza a taglio Acciaio	$P_{Rd.1}$	86.46	kN	$PRd.1=0,8 f_u (p d^2/4)/g_v$
Resistenza a taglio Muratura	$P_{Rd.2}$	16.07	kN	$PRd.2=(0,29 a d^2 (f_{ck} E_{cm} 0,5)/g_v$
Resistenza di Progetto	min ($P_{Rd.1}; P_{Rd.2}$)	16.07	kN	
Forza di taglio agente sul giunto	V_{Sd}	42.00	kN	
Numero di pioli al metro	n_p	4	Nb/m	
Forza tagliante su ciascun piolo	$F_{b,Sd}$	10.50	kN	OK

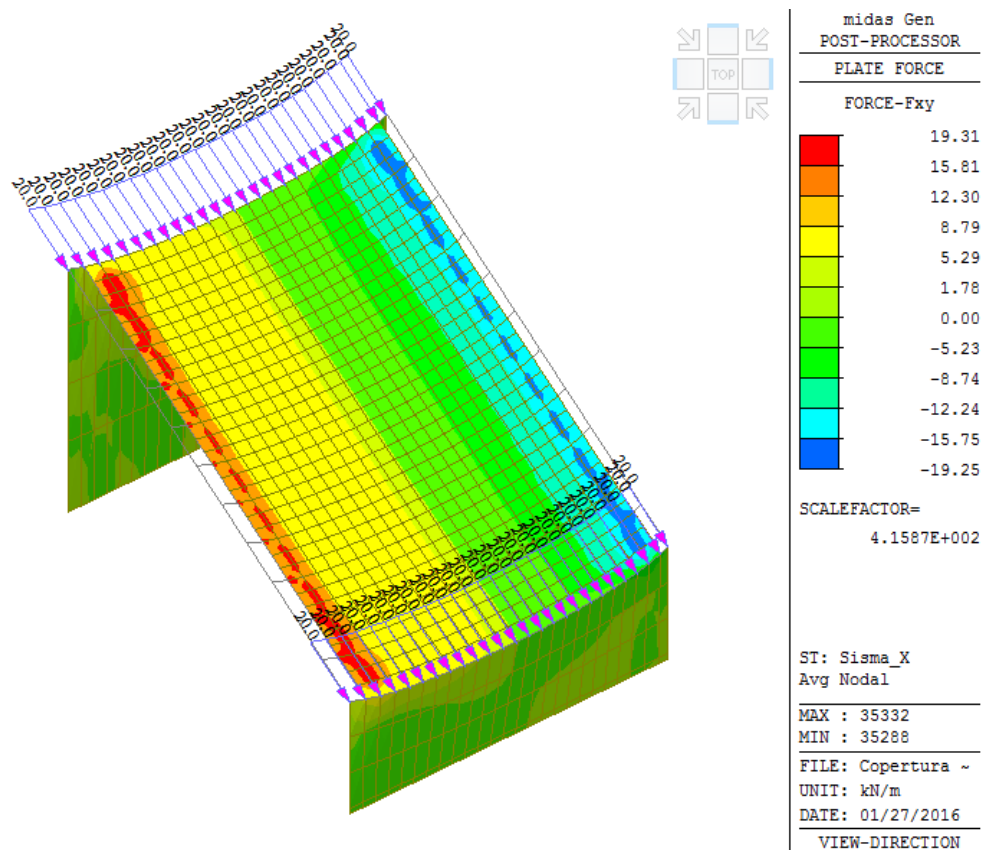
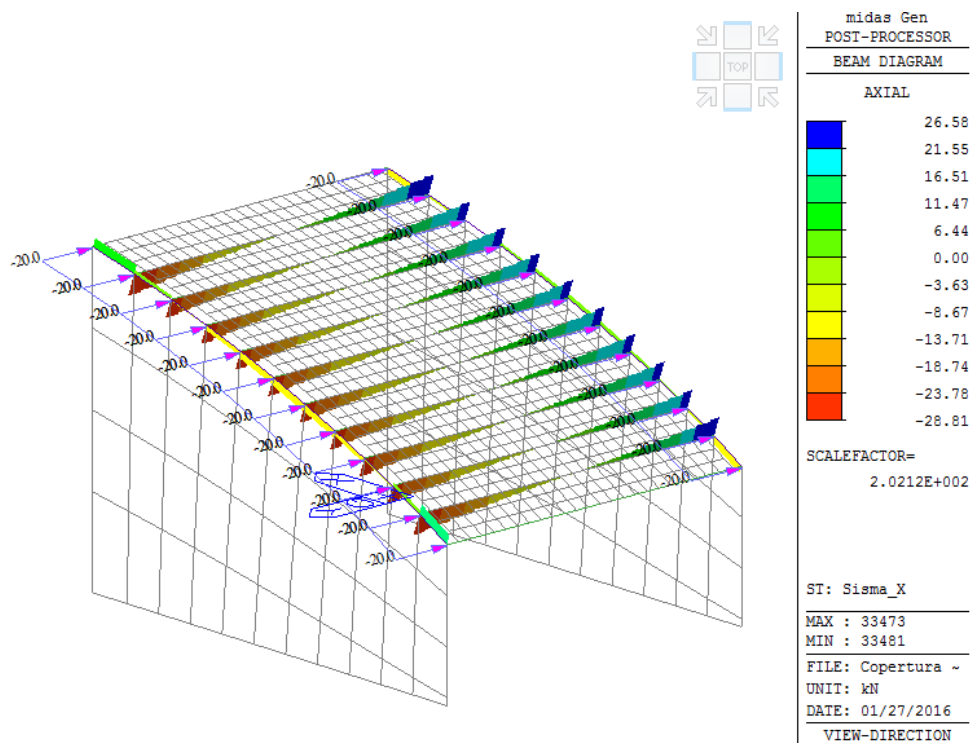
Zona B

Per la zona B viene proposto lo stesso studio condotto per la zona A.

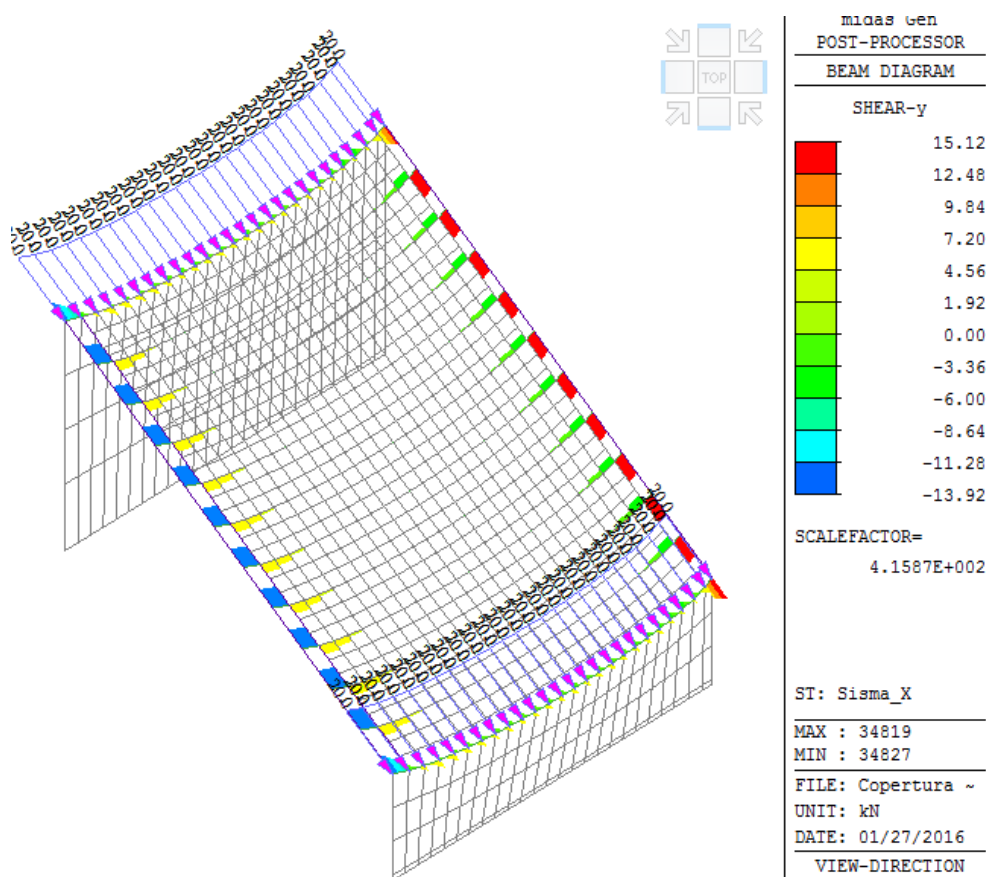
Le tensioni di taglio indotte considerando il sisma nelle due direzioni sono le seguenti.



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale



Nella zona B le sollecitazioni sono più basse rispetto quelle indotte sulla zona A. Si comprende quindi che le verifiche del pannello e dei vari collegamenti, dimensionati per l'intervento sulla zona più sollecitata, siano verificati.

11.3 ANALISI DEI MECCANISMI DI COLLASSO LOCALI FUORI PIANO

11.3.1 Metodo di analisi e criteri di verifica

Nel complesso ove ha sede la Residenza Municipale di Ravenna, come in molti altri antichi edifici storici, sono sistematicamente assenti efficaci elementi di collegamento tra le pareti e gli orizzontamenti il che comporta una accresciuta vulnerabilità nei riguardi di meccanismi locali. Altri fattori di vulnerabilità che possono essere riscontrati negli edifici antichi possono ad esempio essere un'insufficiente od assente connessione tra i pannelli murari (ribaltamento di intere pareti mal collegate, ribaltamento di pareti sommitali in presenza di edifici di diversa altezza, crolli parziali negli edifici d'angolo degli aggregati edilizi), o ad un quadro fessurativo esteso che può portare al distacco di porzioni di pannelli murari.

Per questo motivo è necessario valutare la sicurezza dell'edificio nei confronti di tali meccanismi. Un possibile modello di riferimento per questo tipo di valutazioni è quello dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, considerate come corpi rigidi non resistenti a trazione; la debole resistenza a trazione della muratura porta infatti ad un collasso per perdita di equilibrio del pannello murario, la cui valutazione non dipende in modo significativo dalla deformabilità della struttura, quanto dalla sua geometria e dai vincoli.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Le verifiche fuori piano, di seguito proposte, sono quindi svolte attraverso l'analisi limite dell'equilibrio, secondo un approccio cinematico che si basa sulla valutazione dell'azione orizzontale che attiva il cinematismo associato al meccanismo di collasso considerato. La valutazione delle condizioni di equilibrio limite sotto l'azione del sisma è condotta trascurando la resistenza a trazione della muratura. Nel caso di pareti murarie, i meccanismi locali vengono verificati prevalentemente per azioni perpendicolari al loro piano, mentre nel caso di sistemi ad arco anche per azioni nel piano.

L'analisi è mirata alla determinazione del coefficiente sismico α_0 , moltiplicatore dei carichi orizzontali agenti sugli elementi strutturali, che attiva il cinematismo oggetto di studio, secondo le indicazioni fornite dal capitolo C8A.4 della Circolare 617/2009. I valori dei moltiplicatori di collasso ottenuti per i diversi meccanismi compatibili con le caratteristiche costruttive dell'edificio consentono di individuare quello che determina la crisi della struttura (rappresentato dal minore valore di α_0), e l'entità dell'azione sismica che lo attiva. L'individuazione dei moltiplicatori di collasso consente inoltre di segnalare altre potenziali situazioni di pericolo dovute a possibili meccanismi associati ai più bassi di α_0 .

L'applicazione del metodo di verifica presuppone quindi l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, che possono essere ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica. Devono essere inoltre considerate la qualità della connessione tra le pareti murarie, la tessitura muraria, la presenza di catene, le interazioni con altri elementi della costruzione o degli edifici adiacenti.

Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento δ_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità ovvero in accelerazione a^* e spostamento δ^* spettrali con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo);
- verifiche di sicurezza attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richieste dalla struttura.

Per l'applicazione di tale metodo di analisi si ipotizza:

- Resistenza nulla a trazione della muratura

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

- Assenza di scorrimento tra i blocchi
- Resistenza a compressione infinita della muratura.

Per ottenere il moltiplicatore orizzontale α_0 dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno è necessario applicare ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica le seguenti forze: i pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro; i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura, altri elementi murari non considerati nel modello strutturale); un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio; eventuali forze esterne (ad esempio quelle trasmesse da catene metalliche); eventuali forze interne (ad esempio le azioni legate all'ingranamento tra i conci murari). Assegnata una rotazione virtuale θ_k al generico blocco k , è possibile determinare in funzione di questa e della geometria della struttura, gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione. Il moltiplicatore α_0 si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_j \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi}$$

dove:

- n è il numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;
- m è il numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- o è il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;
- P_i è la generica forza peso applicata (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, o un altro peso portato);
- P_j è la generica forza peso, non direttamente applicata sui blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;
- $\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $\delta_{x,j}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione del j -esimo peso P_j , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $\delta_{y,i}$ è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , assunto positivo se verso l'alto;

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

F_h è la generica forza esterna (in valore assoluto), applicata ad un blocco;

δ_h è lo spostamento virtuale del punto dove è applicata la h-esima forza esterna, nella direzione della stessa, di segno positivo se con verso discorde;

L_{fi} è il lavoro di eventuali forze interne.

La verifica di sicurezza nei confronti dello SL ultimo (SLU) è soddisfatta qualora l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (a_0^*) soddisfi la seguente condizione:

$$a_0^* \geq \frac{a_0(P_{VR})S}{q}$$

dove q è il fattore di struttura che può essere assunto pari a 2, secondo le indicazioni contenute nel §C8A.4.2.3 della Circolare 617/2009, a_0 è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto (in questo caso SLV) e della vita di riferimento come definiti al §3.2 delle NTC 2008.

Se il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota dal piano di fondazione, si deve tener conto dell'amplificazione subita dall'accelerazione, funzione della quota del baricentro dell'elemento considerato rispetto al piano di fondazione, Z. In tal caso la verifica va condotta con la seguente formulazione:

$$a_0^* \geq \frac{S_E(T_1)\psi(Z)\gamma}{q}$$

dove:

$S_E(T_1)$ è lo spettro elastico definito al §3.2.3.2.1 delle NTC 2008, riferito alla probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento VR;

T_1 è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;

$\psi(Z)$ è il primo modo di vibrare nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio, in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto pari a $\psi(Z)=Z/H$, dove H è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione;

γ è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate, assunto pari a $\gamma=3N/(2N+1)$, con N numero di piani dell'edificio.)

11.3.2 Verifiche stato di fatto

Il D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 indicano che la valutazione della sicurezza sismica degli edifici in muratura va eseguita, oltre che con riferimento al comportamento sismico globale, anche con riferimento all'analisi dei meccanismi locali di collasso.

Il primo aspetto legato a questa tipologia di analisi riguarda il riconoscimento delle condizioni che predispongono all'attivazione di meccanismi locali di danno e collasso, la cui individuazione si compie innanzitutto attraverso la

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

ricerca di sconnessioni od assenze di vincoli strutturali che individuano porzioni della struttura muraria suscettibili di instabilità.

Nel caso degli edifici in esame ci si trova sostanzialmente in presenza delle seguenti carenze:

- a) Estesa presenza di orizzontamenti di antica fattura con struttura portante lignea o di orizzontamenti più recenti (XX secolo) con struttura portante in putrelle di acciaio, in cui le travi/putrelle sono usualmente incassate entro lo spessore della cortina muraria in assenza di cordoli perimetrali o catene.
- b) Generalizzata presenza di strutture lignee di copertura, realizzate con capriate o con travi in appoggio in sommità della muratura.

In tale situazione si può ipotizzare, per una generica porzione di muratura perimetrale, le seguenti condizioni di vincolo:

- Vincolo alla base dovuto alle strutture di fondazione;
- Orizzontamenti deformabili e/o mal collegati;
- Assenza di cordoli o catene ai piani;
- Assenza di vincolo in sommità;

Le condizioni di vincolo innanzi citate ben evidenziano come uno dei cinematismi di collasso della parete più probabile sia quello di ribaltamento semplice alla base seguito da quello di ribaltamento semplice delle elevazioni superiori a quota dei vari impalcati.

Si procederà quindi alla valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 di attivazione dei meccanismi locali di "PARETI MONOLITICHE NON VINCOLATE AGLI ORIZZONTAMENTI E NON EFFICACEMENTE COLLEGATE ALLE PARETI DI CONTROVENTO". Nel caso di parete a più piani si valuta il ribaltamento della stessa per diverse posizioni della cerniera cilindrica, in corrispondenza dei vari orizzontamenti.

Le analisi dei meccanismi locali di collasso fuori dal piano vengono eseguite analizzando l'equilibrio limite della parete in cui vengono individuati, secondo il meccanismo di collasso scelto, i possibili piani di frattura definendo quindi un modello di calcolo costituito da un sistema labile di corpi rigidi in grado di ruotare o scorrere tra loro.

La valutazione delle condizioni di equilibrio limite sotto l'azione del sisma è condotta calcolando il moltiplicatore orizzontale dei carichi agenti sugli elementi strutturali $\alpha = \alpha_0$, rapporto tra le forze orizzontali applicate ed i corrispondenti pesi delle masse presenti, che porta all'attivazione dei cinematismi di collasso locali considerati.

Per calcolare il moltiplicatore orizzontale dei carichi al quale fare riferimento in fase di verifica è necessario applicare ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica tutte le azioni che si esercitano sul sistema e che sono costituite da:

- i pesi propri dei blocchi, applicati nei rispettivi baricentri;

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

- i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai, delle volte e della copertura e di altri elementi murari non considerati nel modello strutturale);
- un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- eventuali ulteriori forze esterne, ad esempio quelle trasmesse da catene metalliche.

Il moltiplicatore di collasso $\alpha = \alpha_0$ delle forze orizzontali è valutato imponendo le condizioni di equilibrio che il sistema di forze agenti deve rispettare in condizioni di incipiente ribaltamento. Si procede quindi alla valutazione del momento delle forze che determinano il ribaltamento del corpo attorno alla cerniera cilindrica considerata (momento ribaltante) e quello delle forze che si oppongono a tale rotazione (momento stabilizzante).

Con riferimento allo schema di calcolo riportato nella figura seguente, valido per il ribaltamento semplice di parete monolitica ad un piano, ove si ha:

- W è il peso proprio della parete;
- F_V è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete;
- F_H è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete;
- P_S è il peso del solaio agente sulla parete calcolato in base all'area di influenza;
- P_H rappresenta la spinta statica trasmessa dalla copertura;
- T rappresenta il valore massimo dell'azione di un eventuale tirante in testa alla parete;
- s è lo spessore della parete;
- h è l'altezza della parete rispetto alla cerniera in A o, più in generale, la quota del punto d'applicazione dell'azione trasmessa dal solaio o dal tirante rispetto alla cerniera A;
- h_V è la quota del punto di applicazione della spinta di archi o volte rispetto alla cerniera A;
- d è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico del solaio sulla parete rispetto alla cerniera A;
- d_V è la distanza orizzontale dalla cerniera A del punto di applicazione di F_V ;
- y_G è l'altezza del baricentro della parete rispetto alla cerniera in A;
- λ è il moltiplicatore delle forze orizzontali;

si scrive una equazione di equilibrio alla rotazione intorno alla cerniera A.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Il momento stabilizzante è dato da:

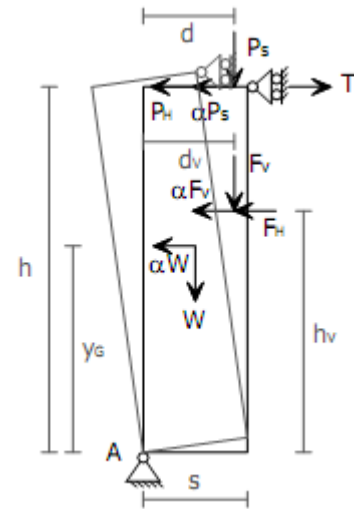
$$M_{S(A)} = W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h$$

Il momento ribaltante è pari a:

$$M_{R(A)} = a \cdot [W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h] + F_H \cdot h_V + P_H \cdot h$$

Eguagliando i due termini si ricava il moltiplicatore di collasso $\alpha = \alpha_0$:

$$\alpha_0 = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_V - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h}$$



Schema di calcolo

Con riferimento allo schema di calcolo riportato nella figura seguente, valido per il ribaltamento semplice di parete monolitica a più piani, ove si ha:

- n è il numero di piani interessati dal cinematismo;
- W_i è il peso proprio della parete al piano i -esimo;
- F_{Vi} è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i -esimo;
- F_{Hi} è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i -esimo;
- P_{Si} è il peso del solaio agente sulla parete al piano i -esimo, calcolato in base all'area di influenza;
- P_H rappresenta la spinta statica trasmessa dalla copertura in testa alla tesa ribaltante;
- T_i è il valore massimo dell'azione di un eventuale tirante presente in testa alla parete del piano i -esimo;
- s_i è lo spessore della parete al piano i -esimo;
- h_i è l'altezza della parete al piano i -esimo rispetto alla cerniera B;
- h_{Vi} è l'altezza del punto di applicazione della spinta di archi o volte al piano i -esimo rispetto alla cerniera B;
- d_i è la distanza orizzontale dalla cerniera B del punto di applicazione del carico del solaio sulla parete al piano i -esimo;
- d_{Vi} sono le distanze orizzontali dalla cerniera B dei punti di applicazione di F_{Vi} ;
- y_{Gi} è l'altezza del baricentro della parete al piano i -esimo rispetto alla cerniera B;
- α è il moltiplicatore delle forze orizzontali

si scrive una equazione di equilibrio alla rotazione intorno alla cerniera B.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Il momento stabilizzante è dato da:

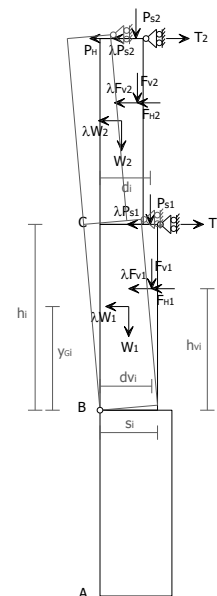
$$M_S = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i$$

Il momento ribaltante è pari a:

$$M_R = a \cdot \left[\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i \right] + \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} + P_H \cdot h_i$$

Eguagliando i due termini si ricava il moltiplicatore di collasso $\alpha = \alpha_0$:

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} - P_H \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i}$$



Schema di calcolo

Determinato, mediante una delle relazioni dettagliate sopra, il moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 , viene calcolato il corrispondente valore dell'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo di collasso a^*_0 .

A partire da tali valori ed ai dati relativi alla determinazione dell'azione sismica di progetto ai sensi del D.M. 14/01/2008, viene determinata la PGA-SLV ovvero l'accelerazione di picco al suolo rigido che determina il raggiungimento dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) relativamente al cinematisimo considerato utilizzando le relazioni contenute nel capitolo C8A.4.2.3 della Circolare 617/2009.

La PGA-SLV di attivazione del meccanismo, così determinata, essere direttamente confrontata con l'accelerazione di riferimento $a_g(P_{VR})$ relativa allo stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV) al fine di calcolare l'indice di rischio α_u , associato al rischio di collasso della struttura.

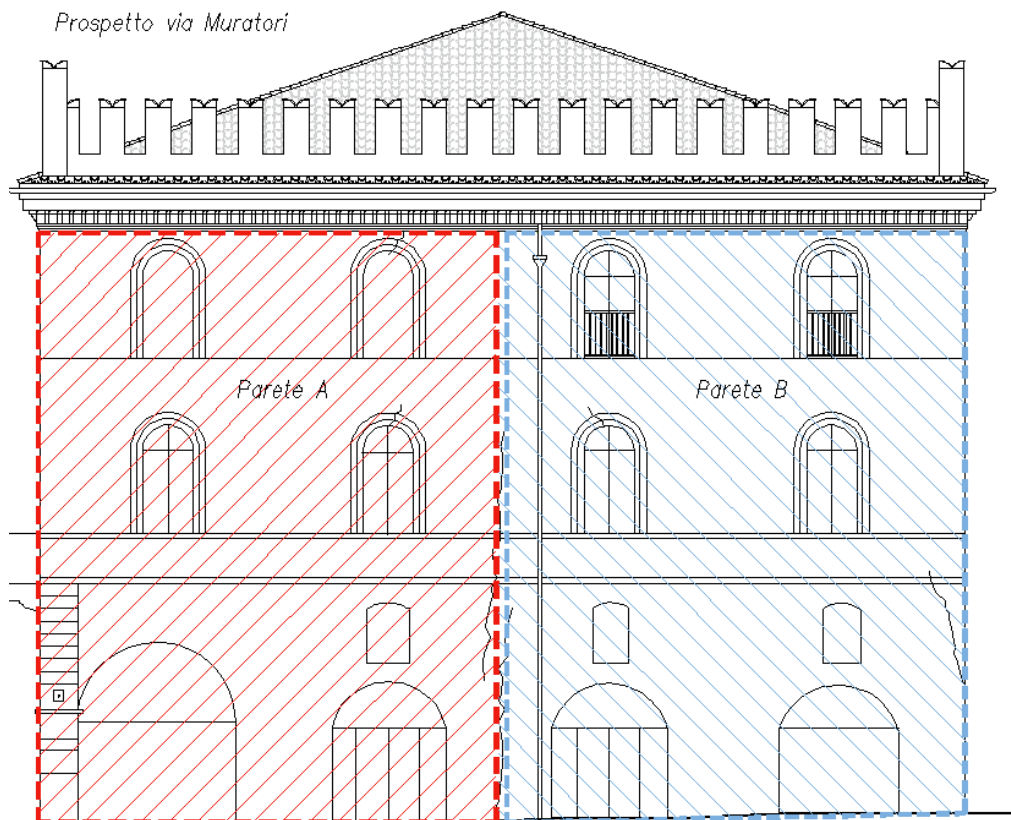
L'analisi dei cinematismi viene condotta con il programma di calcolo Aedes PCM.

11.3.2.1 Prospetto via Muratori

Il prospetto su via Muratori è caratterizzato dalla presenza di tre murature di spina, che permettono di identificare due macroelementi interessati da cinematismi indipendenti.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Prospetto via Muratori



Parete A

Per la parete A, considerata l'assenza di un cordolo perimetrale in corrispondenza dei vari orizzontamenti, si analizza l'attivazione del "ribaltamento semplice".

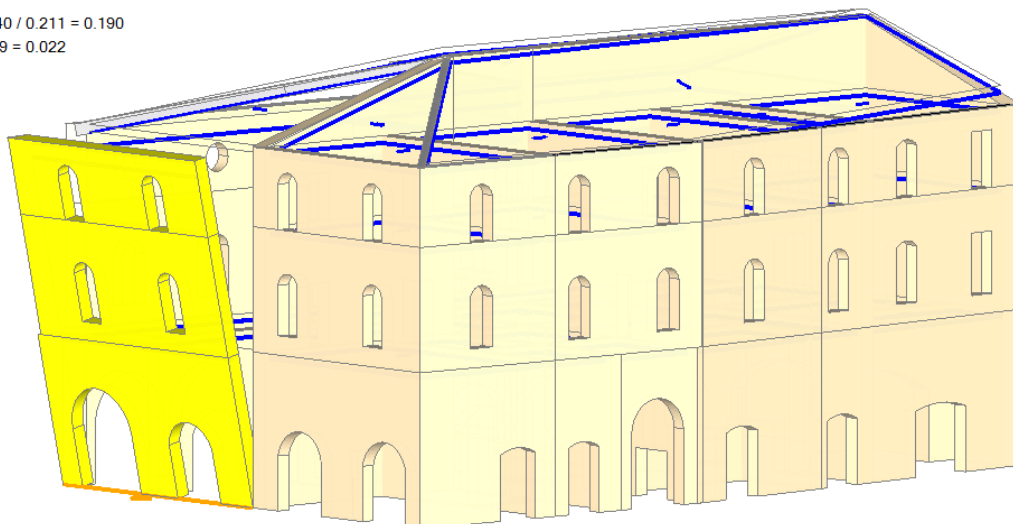
Di seguito si riporta solo il risultato delle verifiche in termini di α_0 . Per i dettagli sul calcolo condotto si rimanda all'Allegato della relazione di calcolo.

Ribaltamento 1°-2° piano

Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.035$



SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.040 / 0.211 = 0.190$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 21 / 949 = 0.022$



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Ribaltamento 2° piano

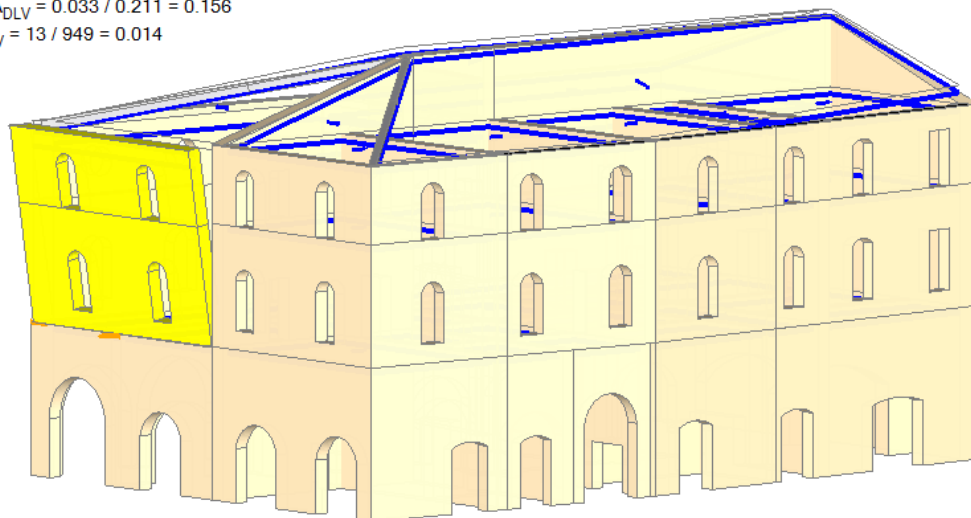
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.032$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.033 / 0.211 = 0.156$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 13 / 949 = 0.014$



Parete B

Per la parete B, considerata l'assenza di un cordolo perimetrale in corrispondenza dei vari orizzontamenti, si analizza l'attivazione del "ribaltamento semplice".

Di seguito si riporta solo il risultato delle verifiche in termini di α_0 . Per i dettagli sul calcolo condotto si rimanda all'Allegato della relazione di calcolo.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Ribaltamento 1°-2°-3° piano

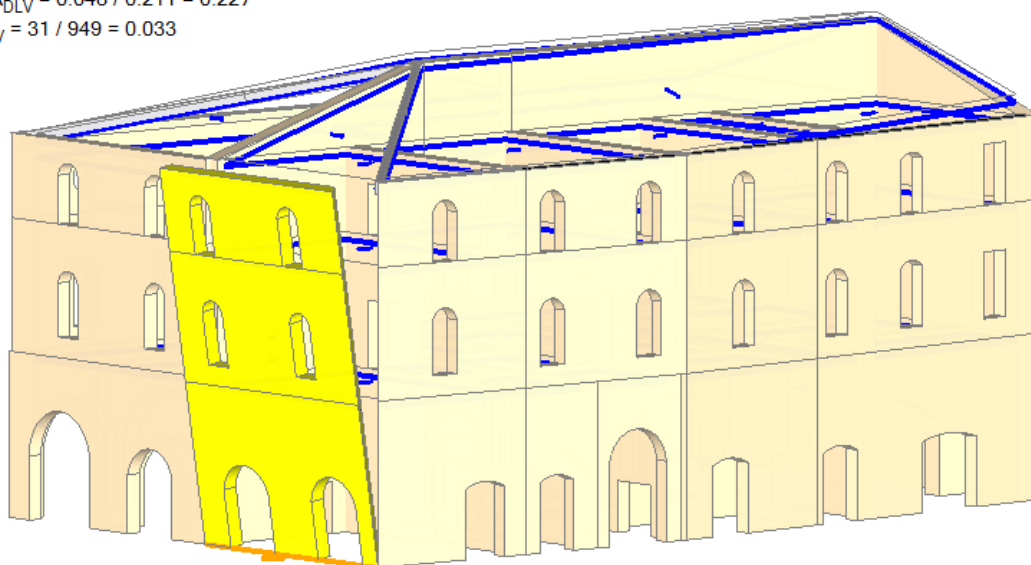
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.043$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.048 / 0.211 = 0.227$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 31 / 949 = 0.033$$



Ribaltamento 2°-3° piano

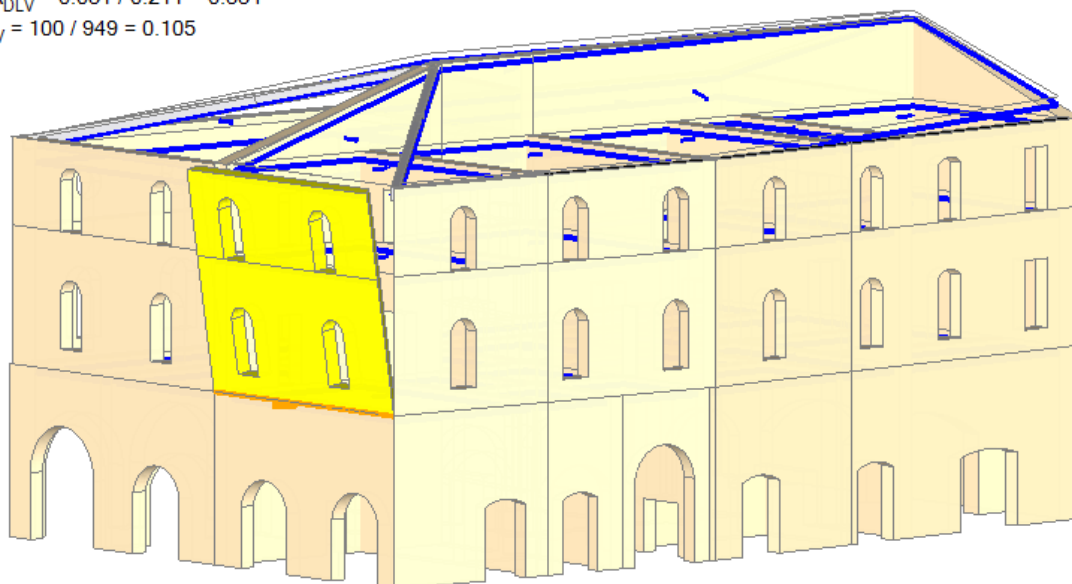
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.081$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.081 / 0.211 = 0.384$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 100 / 949 = 0.105$$



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Ribaltamento 3° piano

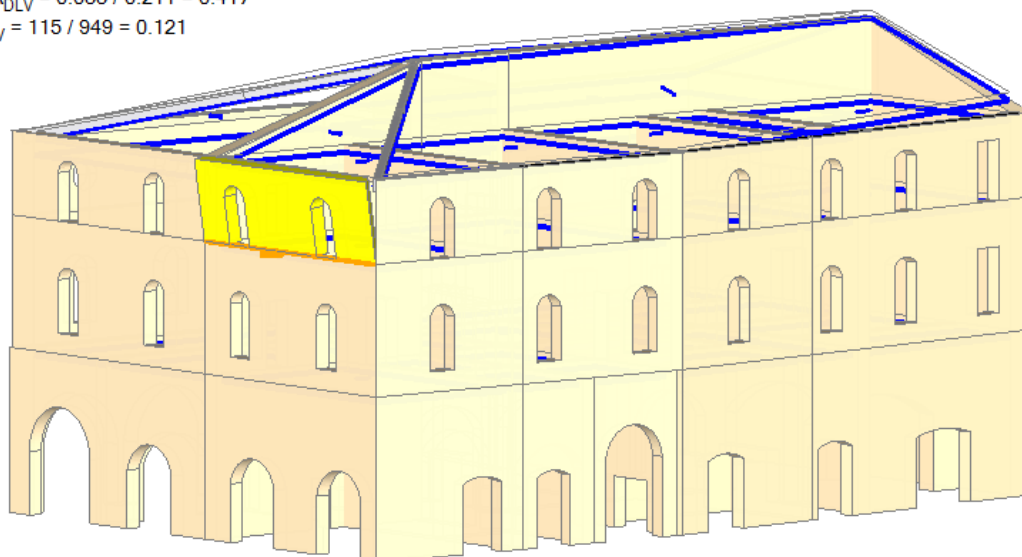
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.176$

■ SLV

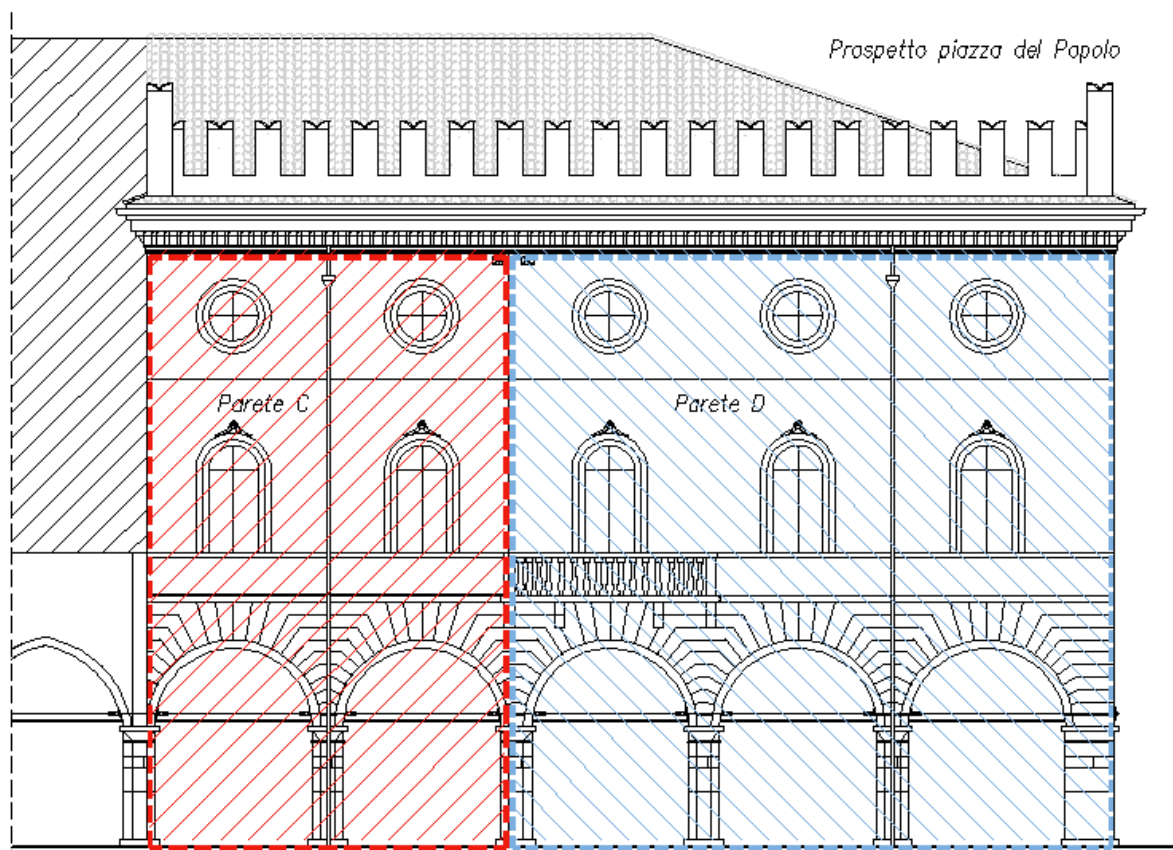
$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.088 / 0.211 = 0.417$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 115 / 949 = 0.121$



11.3.2.2 Prospetto Piazza del Popolo

I cinatismi ritenuti più significativi per le murature relative al prospetto di Piazza del Popolo sono quelli che coinvolgono i macroelementi individuati nella figura sottostante:



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Le due pareti evidenziate sono divise da una muro di spina, che permette di ipotizzare l'attivazione di due cinematismi indipendenti. Su tali pareti gravano il solaio di primo piano, caratterizzato dalla presenza di un cordolo longitudinale in c.a., il solaio di copertura e il relativo controsoffitto. Il cordolo in c.a. presente in corrispondenza del solaio di calpestio del piano primo, non essendo continuo sul perimetro del solaio, non garantisce un ritegno efficace per la compagine muraria. Le capriate di coperture inoltre risultano incassate nella muratura senza alcun collegamento meccanico. Ciò non assicura, in caso di evento sismico, l'inibizione dei meccanismi locali dei maschi murari. In tali condizioni, il cinematismo più critico è quello di ribaltamento semplice.

Parete C

Di seguito si riporta solo il risultato delle verifiche in termini di α^0 . Per i dettagli sul calcolo condotto si rimanda all'Allegato della relazione di calcolo.

Ribaltamento 1°-2° piano

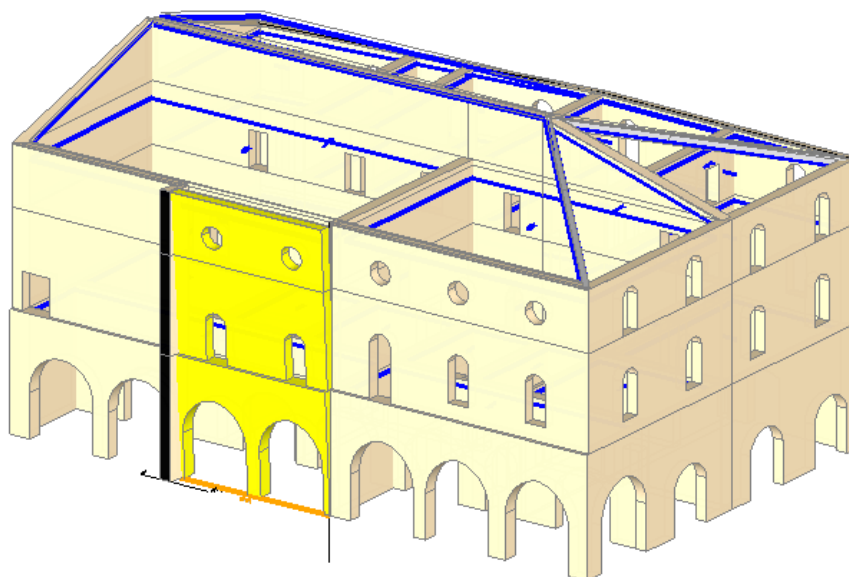
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.000$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.000 / 0.211 = 0.000$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 0 / 949 = 0.000$



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Ribaltamento 2° piano

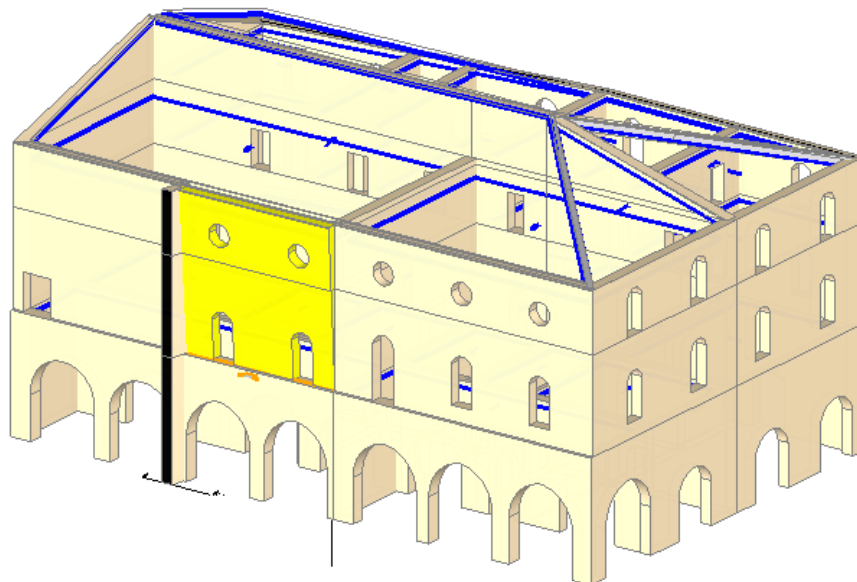
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.000$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.000 / 0.211 = 0.000$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 0 / 949 = 0.000$



Parete D

Di seguito si riporta solo il risultato delle verifiche in termini di α_0 . Per i dettagli sul calcolo condotto si rimanda all'Allegato della relazione di calcolo.

Ribaltamento 1°-2° piano

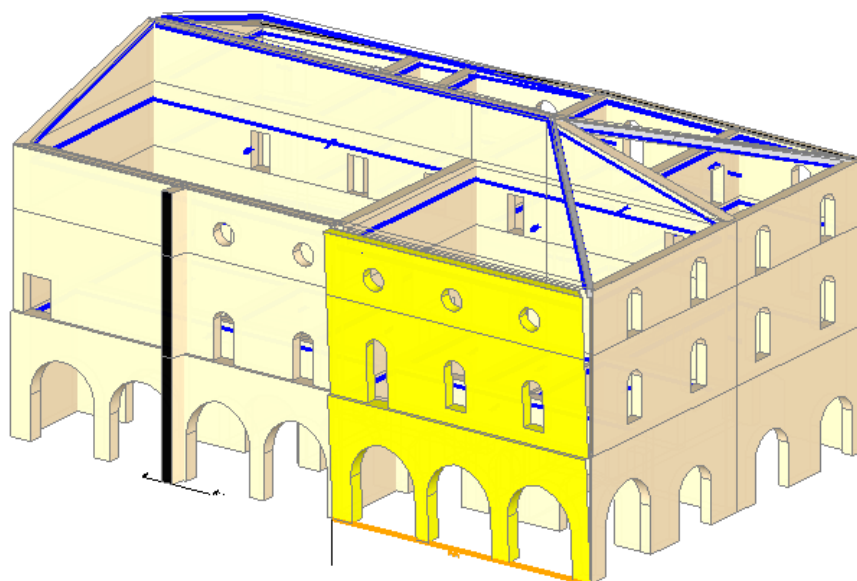
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.000$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.000 / 0.211 = 0.000$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 0 / 949 = 0.000$



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Ribaltamento 2° piano

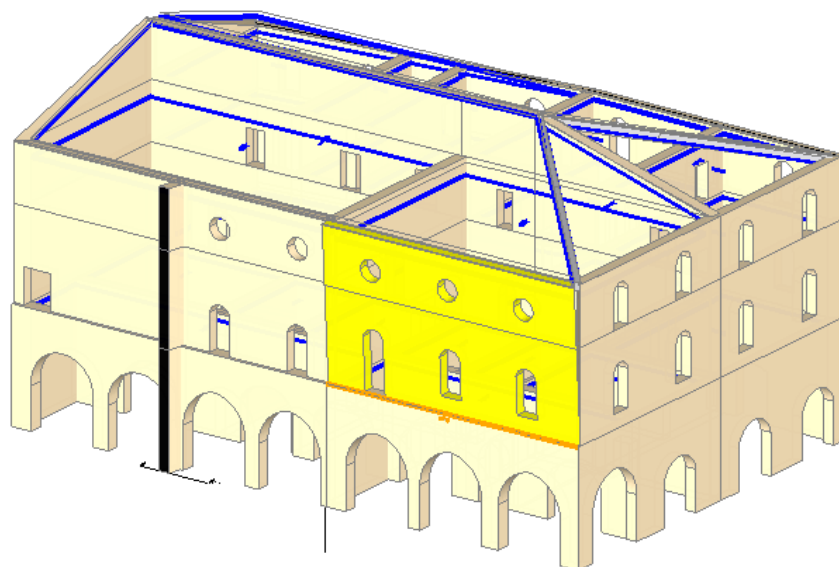
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.000$

■ SLV

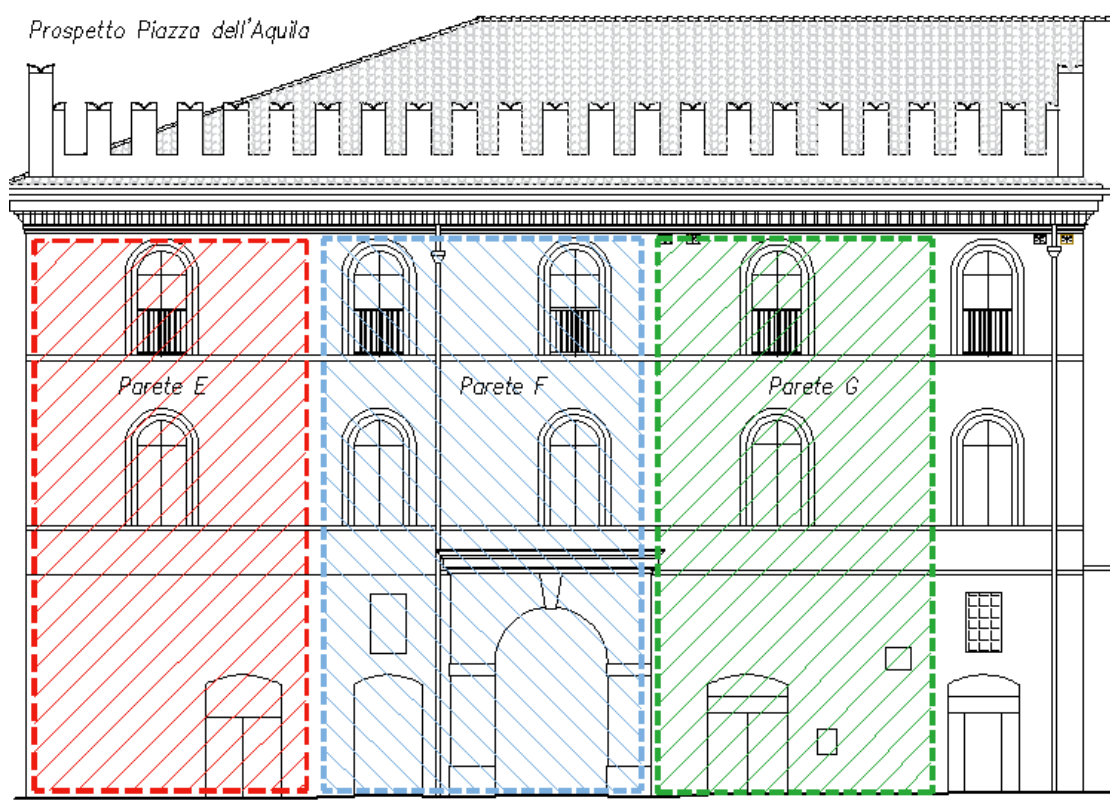
$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.000 / 0.211 = 0.000$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 0 / 949 = 0.000$



11.3.2.3 Prospetto Piazza dell'Aquila

I cinematismi ritenuti più significativi per le murature relative al prospetto di Piazza dell'Aquila sono quelli che coinvolgono i macroelementi individuati nella figura sottostante:



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Parete E

Per la parete E, considerata l'assenza di un cordolo perimetrale in corrispondenza dei vari orizzontamenti, si analizza l'attivazione del "ribaltamento semplice".

Di seguito si riporta solo il risultato delle verifiche in termini di α_0 . Per i dettagli sul calcolo condotto si rimanda all'Allegato della relazione di calcolo.

Ribaltamento 1°-2°-3° piano

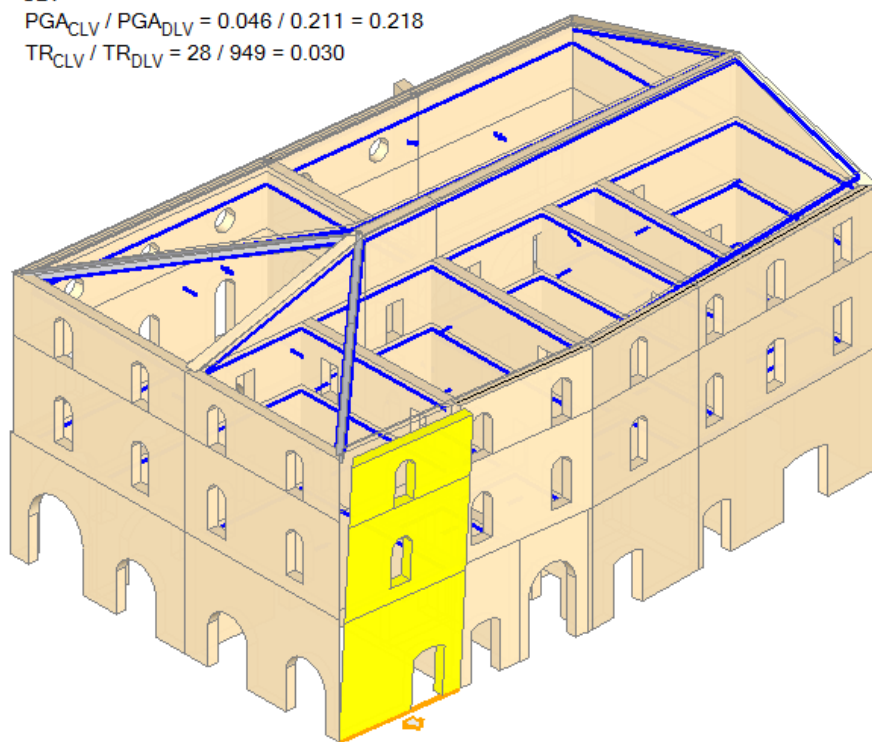
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.039$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.046 / 0.211 = 0.218$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 28 / 949 = 0.030$



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Ribaltamento 2°-3° piano

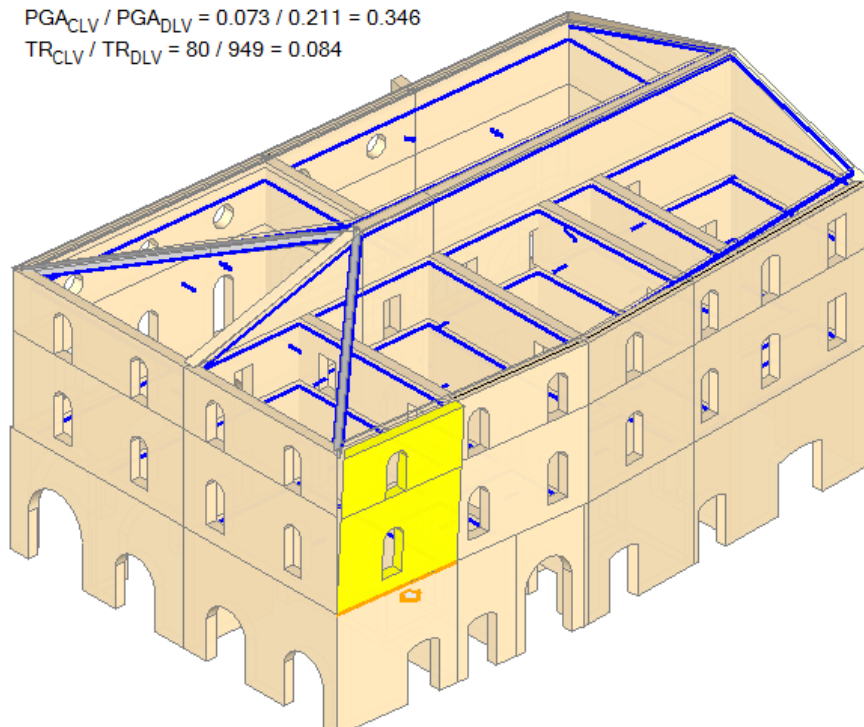
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.070$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.073 / 0.211 = 0.346$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 80 / 949 = 0.084$



Ribaltamento 3° piano

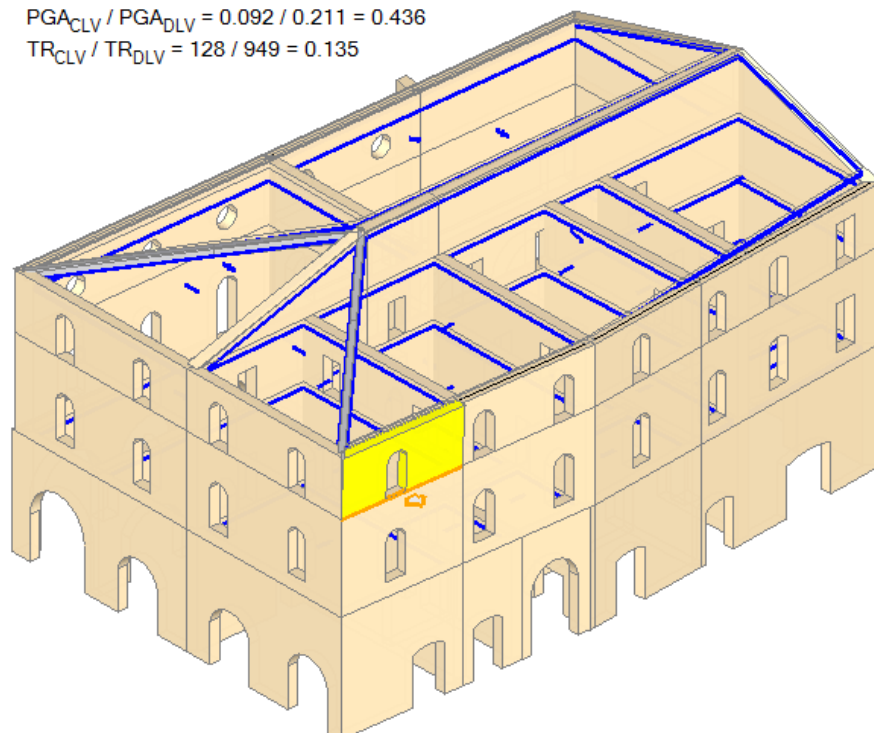
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.181$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.092 / 0.211 = 0.436$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 128 / 949 = 0.135$



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Parete F

Per la parete F, considerata l'assenza di un cordolo perimetrale in corrispondenza dei vari orizzontamenti, si analizza l'attivazione del "ribaltamento semplice".

Di seguito si riporta solo il risultato delle verifiche in termini di α_0 . Per i dettagli sul calcolo condotto si rimanda all'Allegato della relazione di calcolo.

Ribaltamento 1°-2°-3° piano

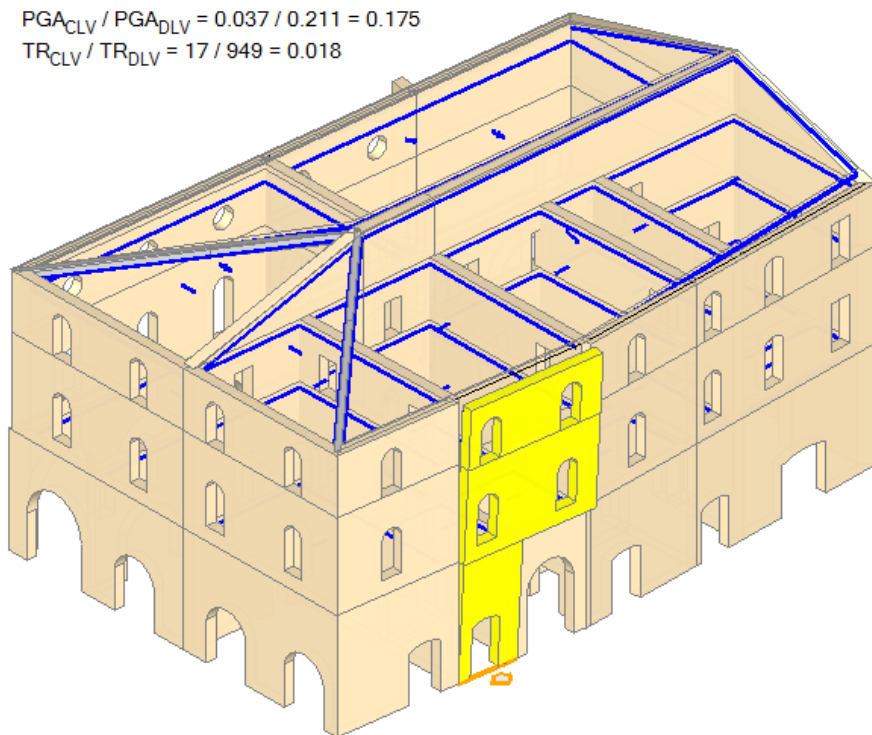
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.034$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.037 / 0.211 = 0.175$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 17 / 949 = 0.018$$



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Ribaltamento 2°-3° piano

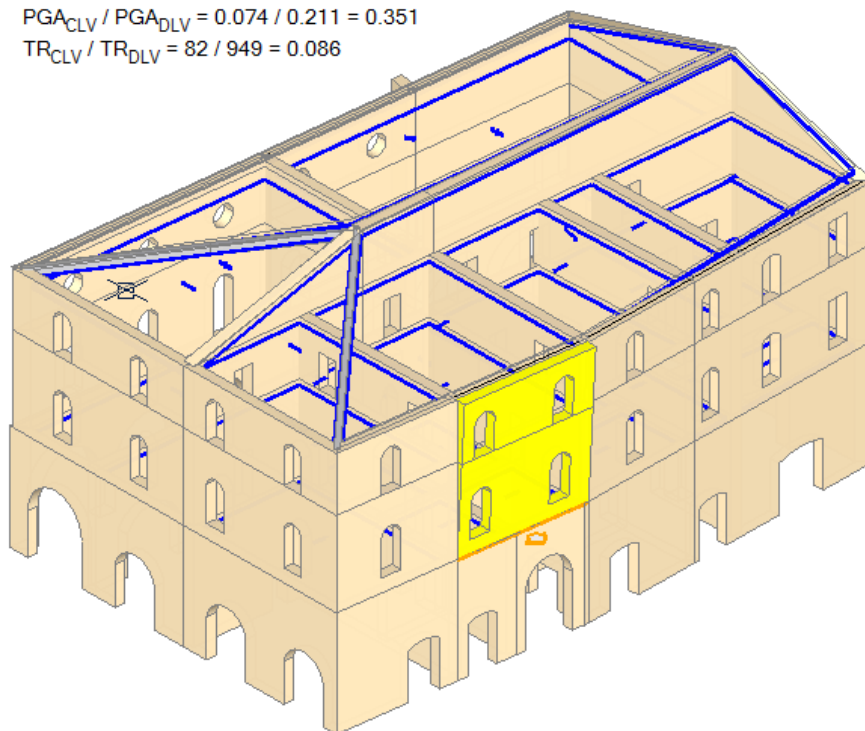
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.071$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.074 / 0.211 = 0.351$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 82 / 949 = 0.086$



Ribaltamento 3° piano

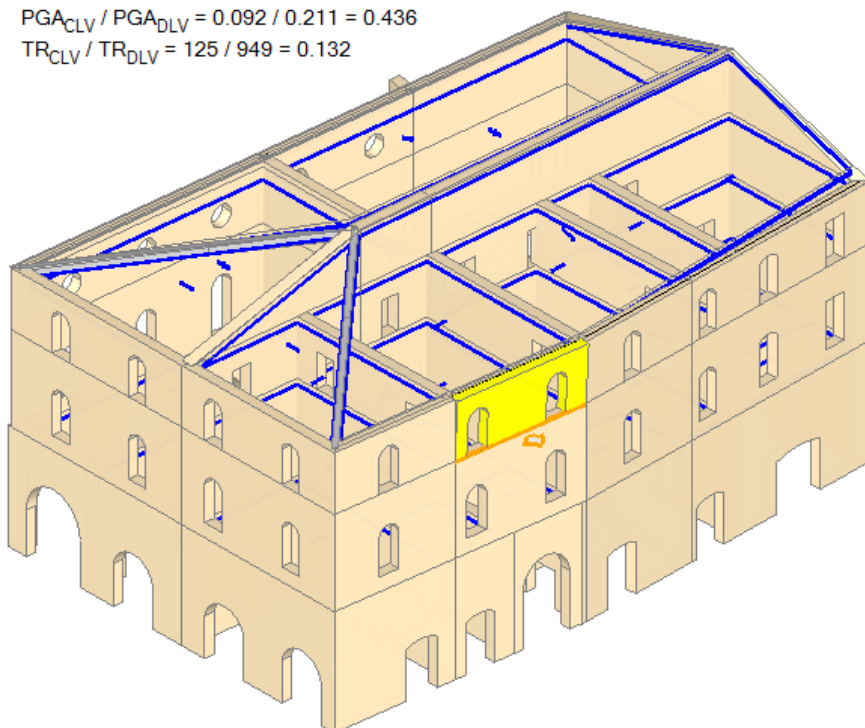
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.180$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.092 / 0.211 = 0.436$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 125 / 949 = 0.132$



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Parete F

Per la parete F, considerata l'assenza di un cordolo perimetrale in corrispondenza dei vari orizzontamenti, si analizza l'attivazione del "ribaltamento semplice".

Di seguito si riporta solo il risultato delle verifiche in termini di α_0 . Per i dettagli sul calcolo condotto si rimanda all'Allegato della relazione di calcolo.

Ribaltamento 1°-2°-3° piano

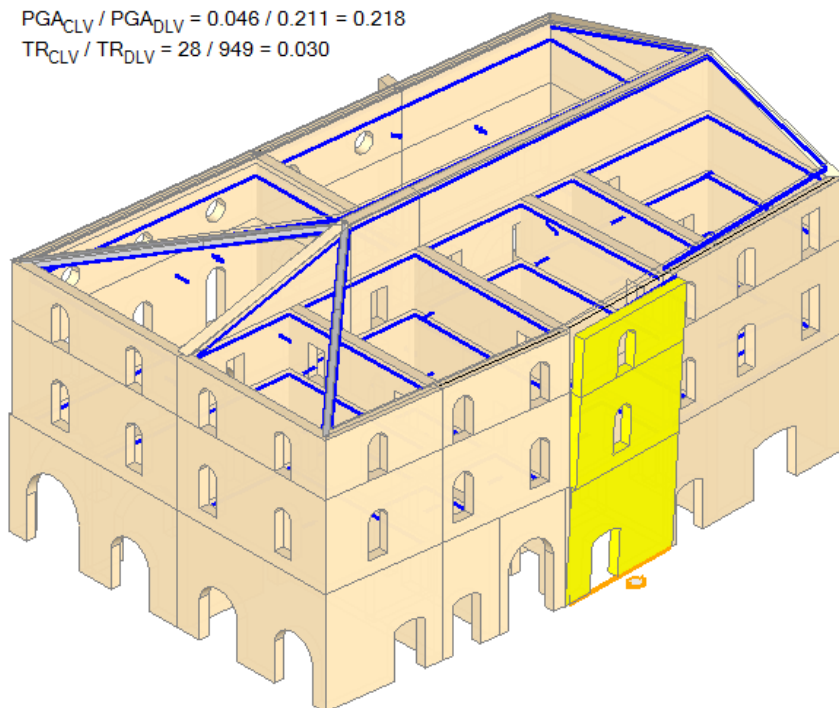
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.039$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.046 / 0.211 = 0.218$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 28 / 949 = 0.030$



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Ribaltamento 2°-3° piano

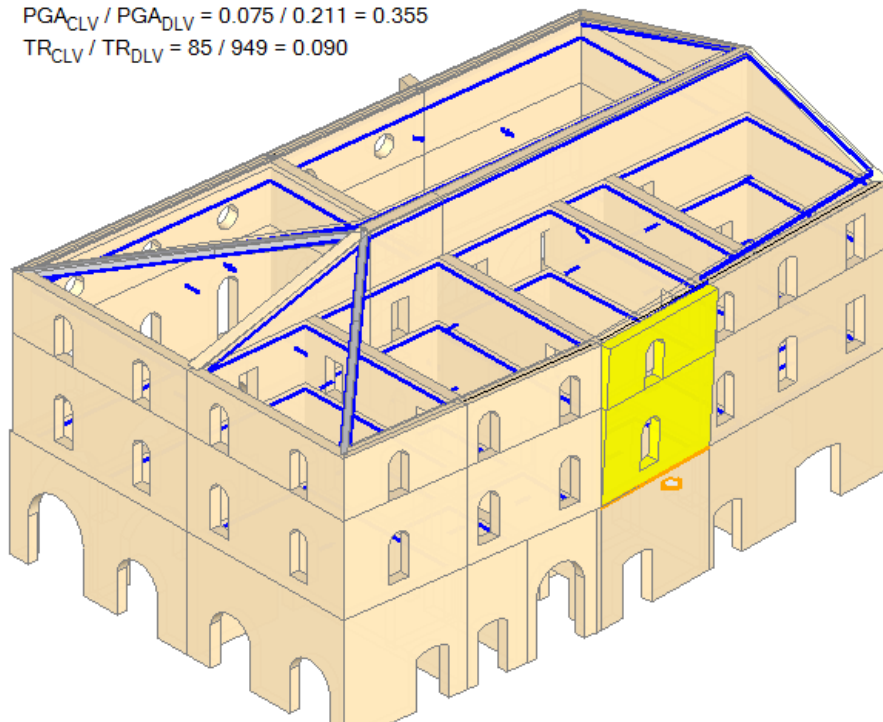
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.071$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.075 / 0.211 = 0.355$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 85 / 949 = 0.090$



Ribaltamento 3° piano

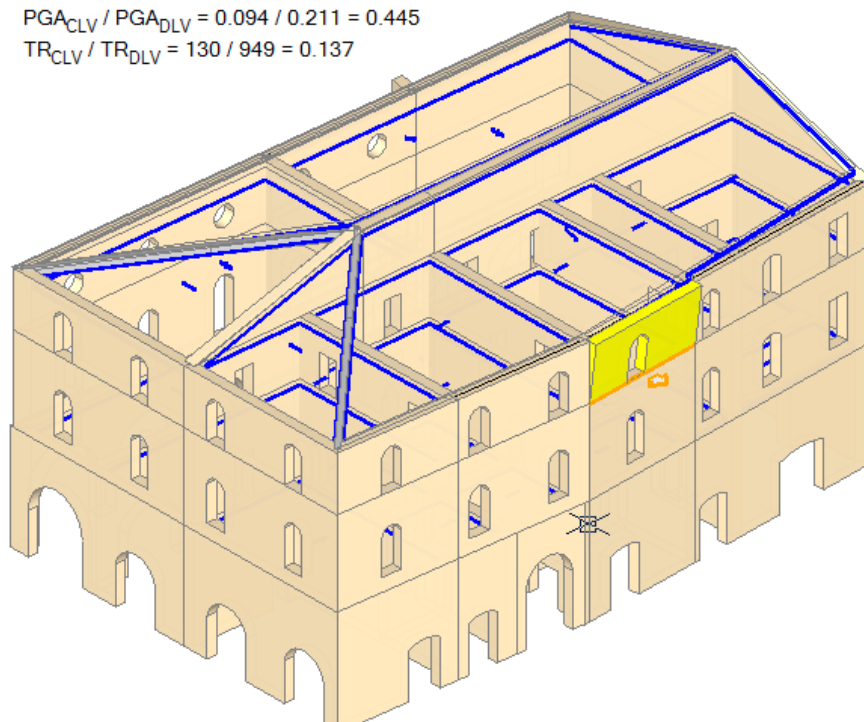
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.180$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.094 / 0.211 = 0.445$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 130 / 949 = 0.137$



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

11.3.2.4 Riassunto delle verifiche condotte

Si riporta la tabella riassuntiva delle verifiche condotte:

n.	α_0	PGA, CLD	TR, CLD	$(TR, CLD / TR, DLD)^{0.41}$	PGA, CLV	TR, CLV	$(TR, CLV / TR, DLV)^{0.41}$
		$/PGA, DLD$	$/TR, DLD$		$/PGA, DLV$	$/TR, DLV$	
Parete A Rib. 1-2		0.035	0.244	0.040	0.267	0.190	0.022
Parete A Rib. 2		0.032	0.195	0.030	0.237	0.156	0.014
Parete B Rib. 1-2-3		0.043	0.293	0.069	0.334	0.227	0.033
Parete B Rib. 2-3		0.081	0.500	0.218	0.536	0.384	0.105
Parete B Rib. 3		0.176	0.537	0.257	0.573	0.417	0.121
Parete C Rib. 1-2		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Parete C Rib. 2		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Parete D Rib. 1-2		0.168	0.500	0.208	0.525	0.379	0.102
Parete D Rib. 2		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Parete E Rib. 1-2-3		0.039	0.280	0.059	0.313	0.218	0.030
Parete E Rib. 2-3		0.070	0.451	0.178	0.493	0.346	0.084
Parete E Rib. 3		0.181	0.573	0.297	0.608	0.436	0.135
Parete F Rib. 1-2-3		0.034	0.220	0.040	0.267	0.175	0.018
Parete F Rib. 2-3		0.071	0.463	0.178	0.493	0.351	0.086
Parete F Rib. 3		0.180	0.561	0.277	0.591	0.436	0.132
Parete G Rib. 1-2-3		0.039	0.280	0.059	0.313	0.218	0.030
Parete G Rib. 2-3		0.071	0.463	0.188	0.504	0.355	0.090
Parete G Rib. 3		0.180	0.573	0.307	0.616	0.445	0.137

Dove:

- α_0 = moltiplicatore di collasso;
- $PGA, CLD / PGA, DLD = I.R.S.PGA$ = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD
- $TR, CLD / TR, DLD = I.R.S. TR$ = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD
- $(TR, CLD / TR, DLD)^{0.41}$ = indicatore di Rischio Sismico in termini di TR per SLD, su scala comparata a PGA
- $PGA, CLV / PGA, DLV = I.R.S.PGA$ = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV
- $TR, CLV / TR, DLV = I.R.S. TR$ = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV
- $(TR, CLV / TR, DLV)^{0.41}$ = indicatore di Rischio Sismico in termini di TR per SLV, su scala comparata a PGA

Secondo All. A al D.M.14.1.2008, si considerano valori di TR compresi nell'intervallo [30,2475] anni. Se $TR > 2475$ si pone $TR = 2475$. Se $TR < 30$, con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC) si adotta un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard $a_g(30)$, $a_g(50)$ e $a_g(75)$ effettuata con la funzione di potenza: $ag(TR) = k \cdot TR^\alpha$. Per il sito in esame risulta: $k = 0.010463092$, $\alpha = 0.443533275$.

Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi, ante intervento, un limite massimo pari a:

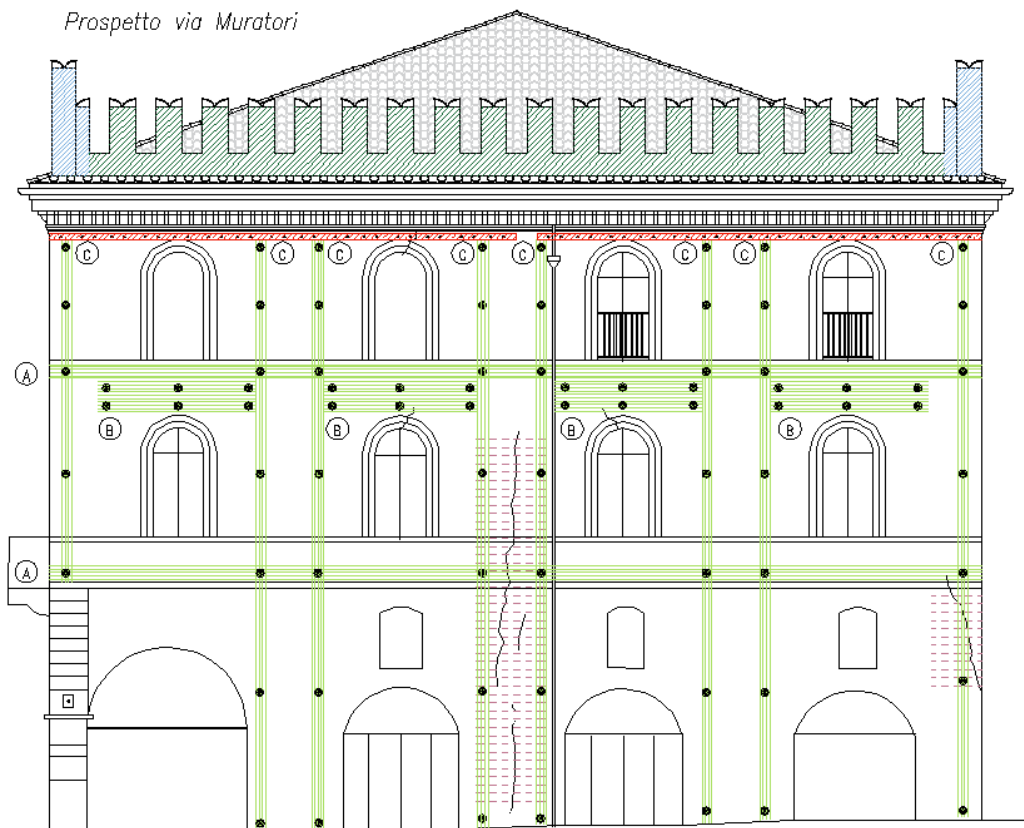
$$SLD: (2475/TR, DLD) = 24.505 \text{ e } SLV: (2475/TR, DLV) = 2.608$$

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

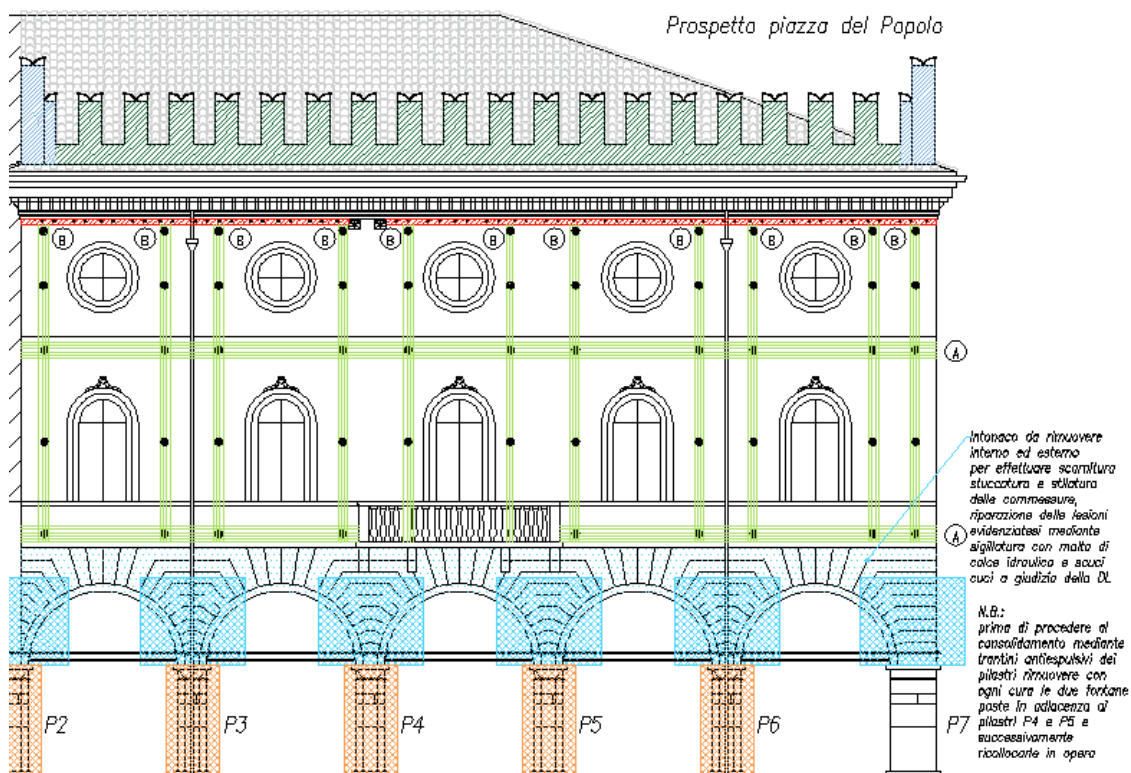
11.3.3 Interventi proposti

Per inibire i meccanismi locali di collasso si prevede l'inserimento di rinforzi SRG configurati secondo lo schema riportato nelle immagini seguenti.

Prospetto via Muratori

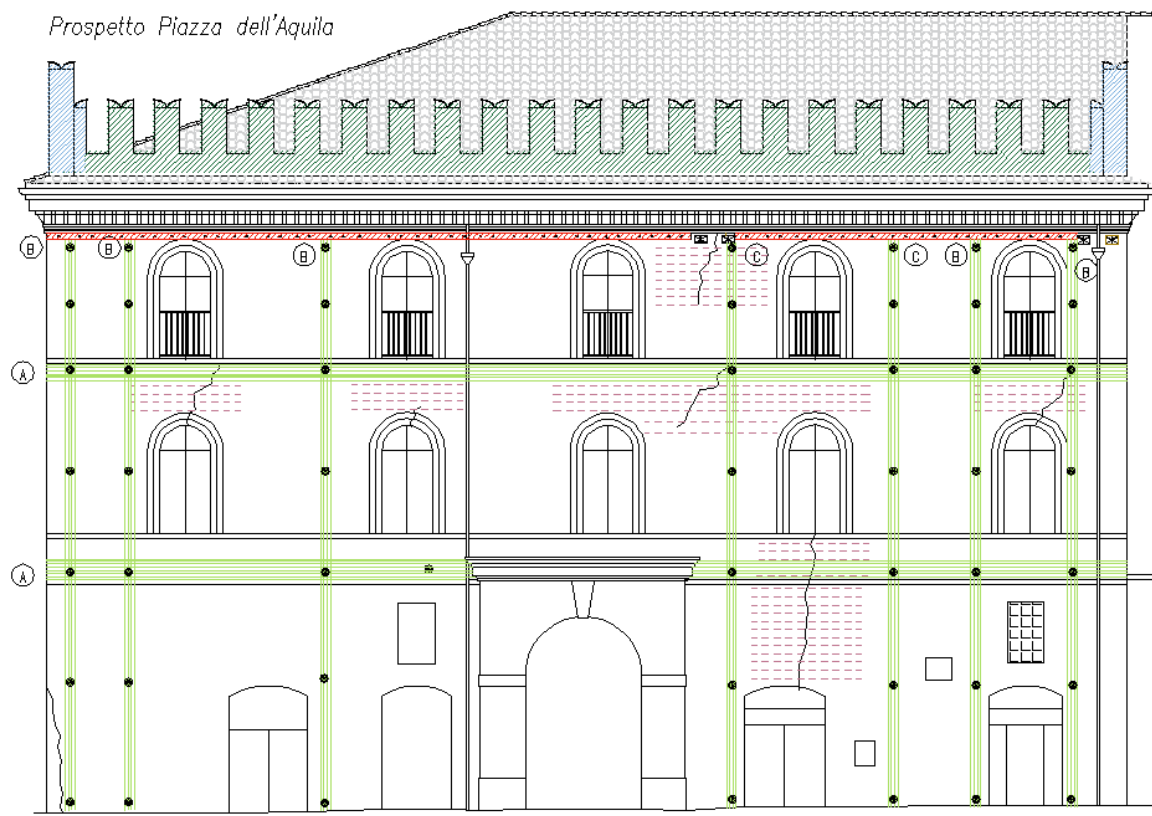


Prospetto piazza del Popolo



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Prospetto Piazza dell'Aquila

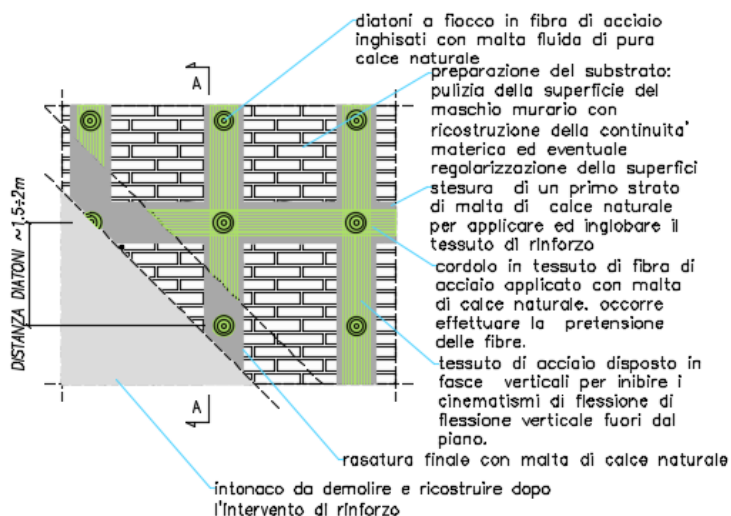


Il rinforzo è costituito dai tessuti in fibra galvanizzata di acciaio ad altissima resistenza, resi aderenti alla muratura mediante malta di classe M15 a base di calce idraulica naturale NHL 3.5. Le fasce orizzontali svolgono una funzione di cerchiatura per l'edificio, mentre le fasce verticali inibiscono la flessione verticale per i maschi murari. Le caratteristiche dei tessuti e della malta da utilizzare sono illustrate rispettivamente nel paragrafo 8.2.6 e nel paragrafo 8.2.9.

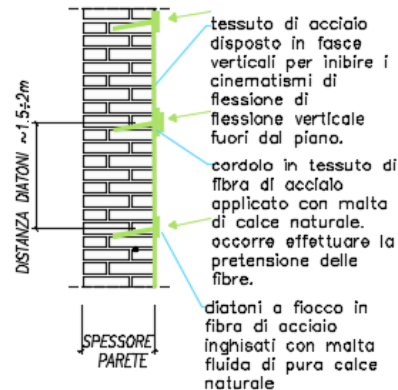
Questa tecnica di consolidamento è efficacemente utilizzata da alcuni anni per la conservazione e il recupero delle strutture in muratura di interesse storico – artistico. Le caratteristiche principali del sistema sono la resistenza meccanica e chimica, il peso e lo spessore limitati, nonché la facilità e la duttilità di applicazione. L'intervento è inoltre reversibile in quanto le fasce di tessuto sono applicate sulla superficie della muratura e possono essere rimosse con la demolizione dello strato di betoncino ed il taglio dei connettori a fiocco.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

PROSPETTO-scala 1:25

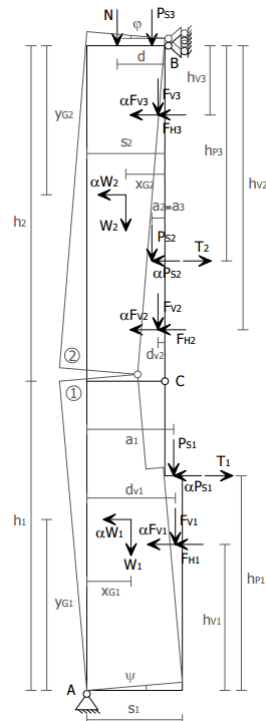
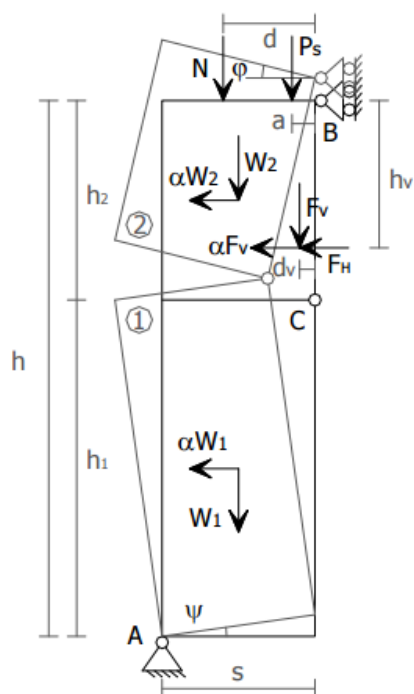


Sezione A-scala 1:25



11.3.4 Verifiche stato di progetto

A seguito degli interventi proposti, il cinematismo più critico risulta quello di flessione verticale. Il meccanismo si manifesta con la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete compresa tra due solai efficacemente connessi alla muratura in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano.



Determinato, mediante il teorema dei lavori virtuali, il moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 , viene calcolato il corrispondente valore dell'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo di collasso a^*_0 .

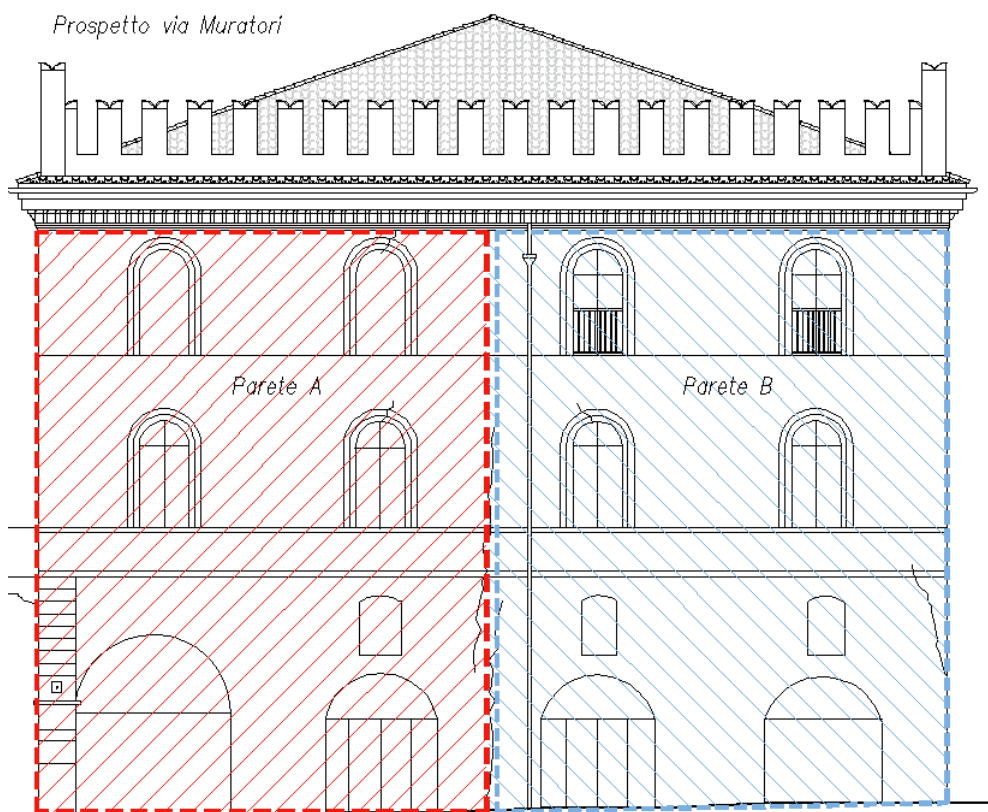
Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

A partire da tali valori ed ai dati relativi alla determinazione dell'azione sismica di progetto ai sensi del D.M. 14/01/2008, viene determinata la PGA-SLV ovvero l'accelerazione di picco al suolo rigido che determina il raggiungimento dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) relativamente al cinematisimo considerato utilizzando le relazioni contenute nel capitolo C8A.4.2.3 della Circolare 617/2009.

La PGA-SLV di attivazione del meccanismo, così determinata, essere direttamente confrontata con l'accelerazione di riferimento $a_g(P_{VR})$ relativa allo stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV) al fine di calcolare l'indice di rischio α_u , associato al rischio di collasso della struttura.

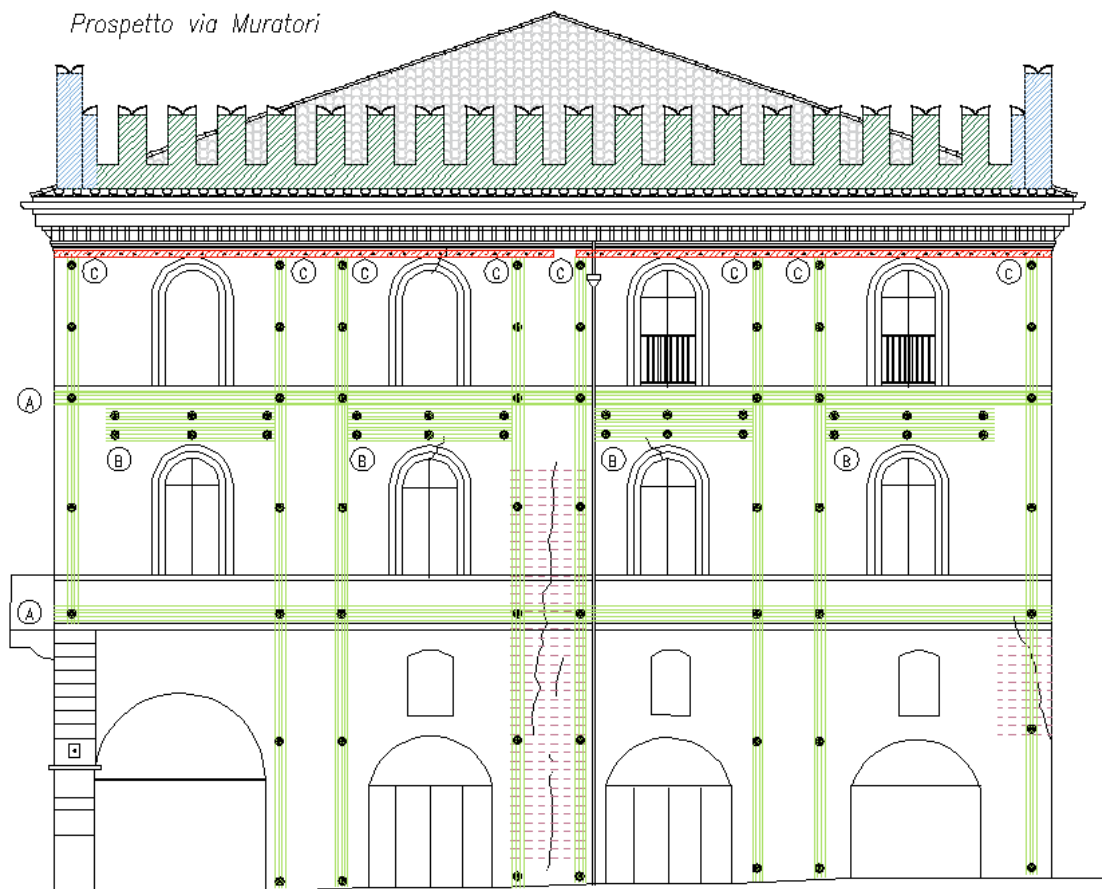
11.3.4.1 Prospetto via Muratori

Prospetto via Muratori



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Prospetto via Muratori



Parete A

Per la parete A, l'intervento in copertura costituisce un vincolo in sommità per il maschio murario. Si comprende che il cinematismo più critico è quello di flessione verticale. Per inibire tale meccanismo locale si predispongono dei rinforzi costituiti da fasce di tessuto in fibra di acciaio disposte verticalmente e orizzontalmente.

Il tiro offerto dalle fasce, considerato nelle verifiche cinematiche, è valutato come il 80% della resistenza ultima sviluppata, definita in accordo con la CNR_DT 200 R1/2012.

$$T = 0.8R_{rd} = f_{fd} \cdot b_f \cdot n_f \cdot t_f$$

Dove:

- f_{fd} è definita come al punto §5.9 della CNR_DT 200 R1/2012;
- b_f è la larghezza della fascia;
- n_f è il numero degli strati del rinforzo;
- t_f è lo spessore del singolo strato del rinforzo.

Si riporta di seguito il risultato delle verifiche svolte.

Il calcolo si riferisce ad un maschio di lunghezza unitaria.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

DATI INIZIALI	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLE PARETI								
	Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza della parete al piano i-esimo (interpiano i-esimo) h_{Pi} [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto al polo del corpo d_{Vi} [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto al polo del corpo h_{Vi} [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo rispetto al polo del corpo a_i [m]		
	1	0.50	6.40	0.00	0.35	0.00	0.35		
	2	0.70	9.40		0.25	4.20	0.25		
	AZIONI SUI MACROELEMENTI								
	Elevazione	Peso proprio della parete W_{Pi} [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Fascia orizzontale T [kN]	quota fascia orizzontale dT [m]	Fascia verticale F [kN]
	1	57.6	0.9	0.0	0.0	0.0	4.1	6.4	16.5
	2	118.4	0.5				4.1	11.6	
	Elevazione	Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI (*)				Fattore di Confidenza FC		
			Macroelemento	Altezza del macroelemento h_i [m]	Peso proprio del macroelemento W_i [kN]	Distanza verticale del baricentro del macroelemento rispetto al polo dello stesso y_{gi} [m]			
	1	18.0	1						
	2	18.0	2						

Flessione verticale di fascia muraria continua	Valore minimo assunto da α_0	Valore di h_1 per α_0 minimo [m]	Valore assunto da α_0 per $h_1 = h_P$	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	Valore minimo assunto da α_0	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	0.211	12.98	0.387	12.98	0.211	18.019	0.999	1.724

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Fattore di struttura q	2.00
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1.00
Categoria suolo di fondazione	D
PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	0.211
Fattore di amplificazione massima dello spettro F_O	2.504
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]	0.285
Fattore di smorzamento η	1.000
Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]	0.000
Altezza della struttura H [m]	19.00
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1.607
Coefficiente C_C	2.341
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	1.607
Numero di piani dell'edificio N	3
Coefficiente di partecipazione modale γ	1.286
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0.461

Flessione verticale di fascia muraria continua	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	0.000	0.000	0.219	-

Flessione verticale di macroelementi geometria nota	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	0.000	0.000	-	-

$$a_g(SLV) = 0.219g > a_g(P_{VR}) = 0.211g \Rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

Parete B

Per la parete B, l'intervento in copertura costituisce un vincolo in sommità per il maschio murario. Si comprende che il cinematisimo più critico è quello di flessione verticale. Per inibire tale meccanismo locale si predispongono dei rinforzi costituiti da fasce di tessuto in fibra di acciaio disposte verticalmente e orizzontalmente.

Il tiro offerto dalle fasce, considerato nelle verifiche cinematiche, è valutato come il 80% della resistenza ultima sviluppata, definita in accordo con la CNR_DT 200 R1/2012.

$$T = 0.8R_{Rd} = f_{fd} \cdot b_f \cdot n_f \cdot t_f$$

Dove:

- f_{fd} è definita come al punto §5.9 della CNR_DT 200 R1/2012;
- b_f è la larghezza della fascia;
- n_f è il numero degli strati del rinforzo;
- t_f è lo spessore del singolo strato del rinforzo.

Si riporta di seguito il risultato delle verifiche svolte.

Il calcolo si riferisce ad un maschio di lunghezza unitaria.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

DATI INIZIALI	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLE PARETI								
	Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza della parete al piano i-esimo (interpiano i-esimo) h_{p_i} [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto al polo del corpo d_{v_i} [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto al polo del corpo h_{v_i} [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo rispetto al polo del corpo a_i [m]		
	1	0.70	6.40	0.00	0.00	0.00	0.35		
	2	0.70	5.20		0.00	0.00	0.35		
	3	0.50	3.70		0.00	0.00	0.25		
	AZIONI SUI MACROELEMENTI						Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Fascia verticale F [kN]	
	Elevazione	Peso proprio della parete W_{p_i} [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{S_i} [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{v_i} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{H_i} [kN]			
	1	80.6	17.5						18.0
	2	65.5	27.1						18.0
	3	33.3	5.5						18.0
	Elevazione	Fascia orizzontale T_i [kN]	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI (*)					Fattore di Confidenza FC	
			Macroelemento	Altezza del macroelemento h_i [m]	Peso proprio del macroelemento W_i [kN]	Distanza orizzontale del baricentro del macroelemento rispetto al polo dello stesso x_{g_i} [m]	Distanza verticale del baricentro del macroelemento rispetto al polo dello stesso y_{g_i} [m]		
	1 - 2	2.8	1				1.20		
2 - 3	2.8	2							

Flessione verticale di fascia muraria continua	Valore minimo assunto da α_0	Valore di h_1 per α_0 minimo [m]	Valore assunto da α_0 per cerniera corrispondente alla quota del solaio oppure della volta a secondo piano	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	Valore minimo assunto da α_0	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	0.189	11.60	0.189	11.60	0.189	21.099	0.924	1.677

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

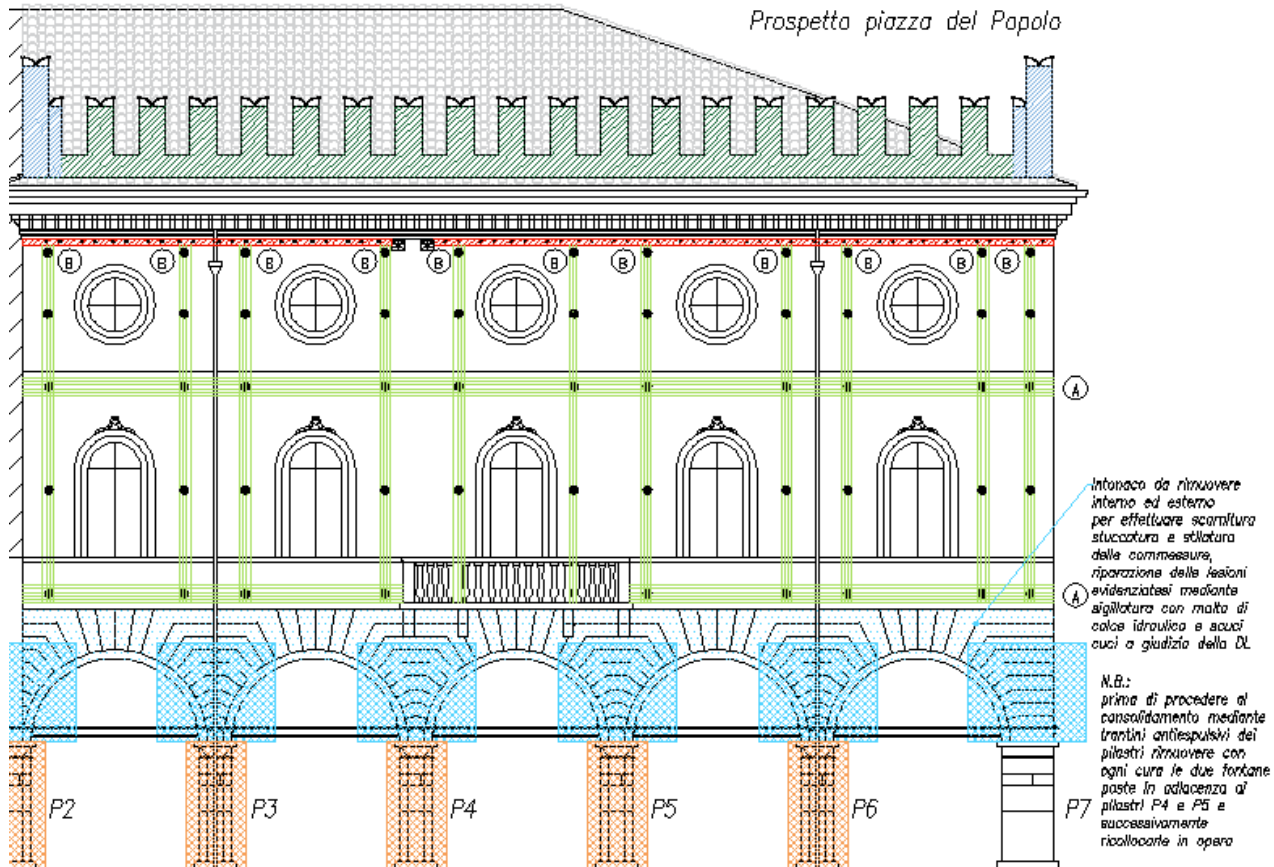
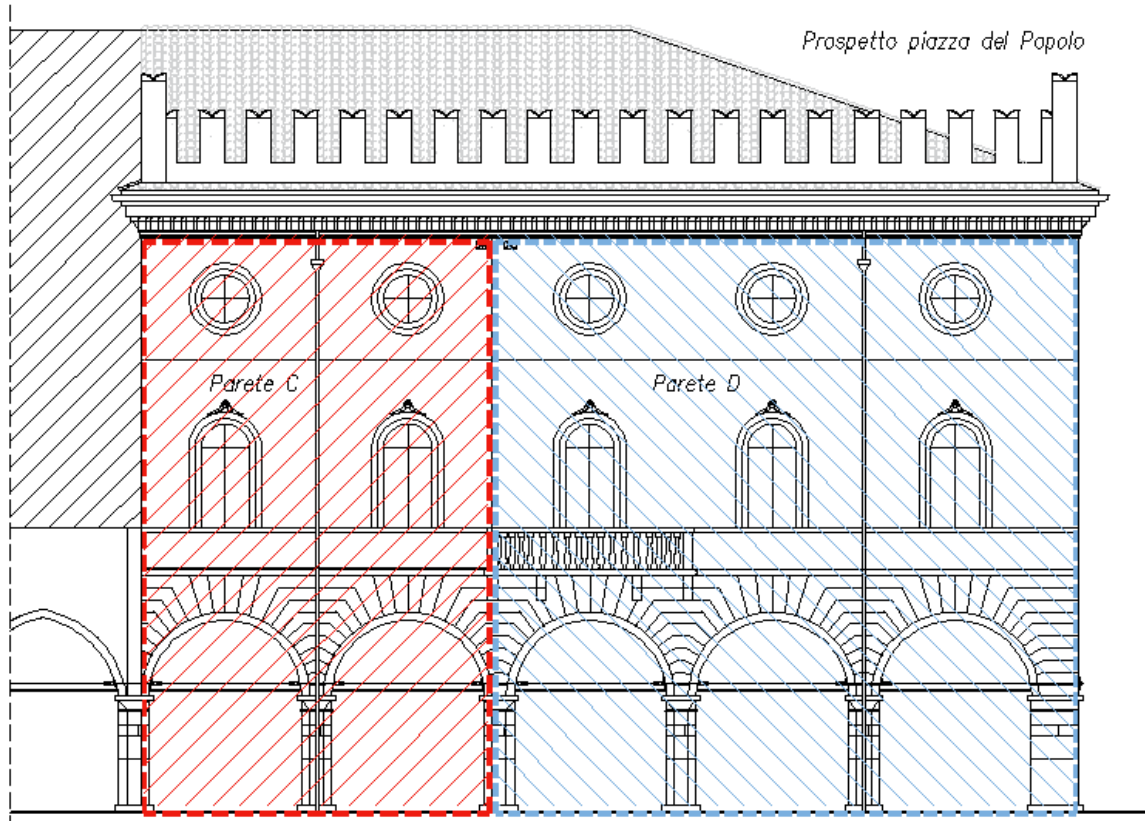
PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q			2.00	
	Coefficiente di amplificazione topografica S _T			1.00	
	Categoria suolo di fondazione			D	
	PGA di riferimento a _g (P _{VR}) [g]			0.211	
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F _O			2.504	
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T _C * [sec]			0.285	
	Fattore di smorzamento η			1.000	
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]			0.000	
	Altezza della struttura H [m]			19.00	
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S _s			1.607	
	Coefficiente C _C			2.341	
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S			1.607	
	Numero di piani dell'edificio N			3	
	Coefficiente di partecipazione modale γ			1.286	
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T ₁ [sec]			0.455	
	Flessione verticale di fascia muraria continua	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	ψ(Z) = Z/H	a _g (SLV) (C8A.4.9)	S _e (T ₁) (C8A.4.10)
		0.000	0.000	0.213	-
Flessione verticale di macroelementi geometria nota	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	ψ(Z) = Z/H	a _g (SLV) (C8A.4.9)	S _e (T ₁) (C8A.4.10)	
		0.000	-	-	

$$a_g(SLV) = 0.213g > a_g(P_{VR}) = 0.211g \Rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

11.3.4.2 Prospetto Piazza del Popolo

I cinematismi ritenuti più significativi per le murature relative al prospetto di Piazza del Popolo sono quelli che coinvolgono i macroelementi individuati nella figura sottostante:

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Parete C

Per la parete C, l'intervento in copertura costituisce un vincolo in sommità per il maschio murario. Si comprende che il cinematismo più critico è quello di flessione verticale. Nel caso in esame, considerata la presenza del cordolo in c.a. in corrispondenza del solaio di calpestio per primo piano e data la doppia altezza della sala consiliare, a favore di sicurezza si studia il cinematismo che coinvolge la sola porzione di muratura posta al di sopra del portico.

Per inibire tale meccanismo locale si predispongono dei rinforzi costituiti da fasce di tessuto in fibra di acciaio disposte verticalmente e orizzontalmente.

Il tiro offerto dalle fasce, considerato nelle verifiche cinematiche, è valutato come il 80% della resistenza ultima sviluppata, definita in accordo con la CNR_DT 200 R1/2012.

$$T = 0.8R_{Rd} = f_{fd} \cdot b_f \cdot n_f \cdot t_f$$

Dove:

- f_{fd} è definita come al punto §5.9 della CNR_DT 200 R1/2012;
- b_f è la larghezza della fascia;
- n_f è il numero degli strati del rinforzo;
- t_f è lo spessore del singolo strato del rinforzo.

Si riporta di seguito il risultato delle verifiche svolte.

Il calcolo si riferisce ad un maschio di lunghezza unitaria.

DATI INIZIALI	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE								
	Spessore della parete s [m]	Altezza della parete (interpiano) h [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B d_v [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B h_v [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B a [m]			
	0.60	8.20	0.00	0.00	0.00	0.00			
	AZIONI SUI MACROELEMENTI								
	Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Peso proprio della parete W [kN]	Carico trasmesso dal solaio P_s [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F_v [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte F_H [kN]	Forza legata al rinforzo F [kN]	Forza della fascia orizzontale T [kN]	Quota fascia orizzontale dT [m]
	18.0	88.6	19.2	0.0	0.0	0.0	6.1	0.0	0.0

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

DATI DI CALCOLO	Valore minimo assunto da α_0	Valore di h_1 per α_0 minimo [m]	Valore assunto da α_0 per $h_2 = h_v$
	0.285	6.72	N.C.

MOLTIPLI-CATORE α_0	Valore minimo assunto da α_0	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	0.285	6.72	1.20	9.028	1.000	2.330

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2.00
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1.00
	Categoria suolo di fondazione		D
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0.211
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0		2.504
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]		0.285
	Fattore di smorzamento η		1.000
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]		6.480
	Altezza della struttura H [m]		19.00
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S		1.607
	Coefficiente C_C		2.341
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1.607
	Numero di piani dell'edificio N		1
	Coefficiente di partecipazione modale γ		1.000
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0.455
Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
6.480	0.341	0.296	13.666

$$a_g(SLV) = 0.296g > a_g(P_{VR}) = 0.211g \Rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

Parete D

Per la parete D, l'intervento in copertura costituisce un vincolo in sommità per il maschio murario. Si comprende che il cinematisimo più critico è quello di flessione verticale. Nel caso in esame, considerata la presenza del cordolo in c.a. in corrispondenza del solaio di calpestio del primo piano, e data la doppia altezza della sala consiliare, a favore di sicurezza si studia il cinematisimo che coinvolge la sola porzione di muratura al di sopra del portico.

Per inibire tale meccanismo locale si predispongono dei rinforzi costituiti da fasce di tessuto in fibra di acciaio disposte verticalmente e orizzontalmente.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Il tiro offerto dalle fasce, considerato nelle verifiche cinematiche, è valutato come il 80% della resistenza ultima sviluppata, definita in accordo con la CNR_DT 200 R1/2012.

$$T = 0.8R_{Rd} = f_{fd} \cdot b_f \cdot n_f \cdot t_f$$

Dove:

- f_{fd} è definita come al punto §5.9 della CNR_DT 200 R1/2012;
- b_f è la larghezza della fascia;
- n_f è il numero degli strati del rinforzo;
- t_f è lo spessore del singolo strato del rinforzo.

Si riporta di seguito il risultato delle verifiche svolte.

Il calcolo si riferisce ad un maschio di lunghezza unitaria.

DATI INIZIALI	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE								
	Spessore della parete s [m]	Altezza della parete (interpiano) h [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B d_v [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B h_v [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B a [m]			
	0.60	8.20	0.00	0.00	0.00	0.00			
	AZIONI SUI MACROELEMENTI								
	Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Peso proprio della parete W [kN]	Carico trasmesso dal solaio P_s [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F_v [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte F_H [kN]	Fascia verticale F [kN]	Fascia orizzontale T [kN]	Quota fascia orizzontale dT [m]
	18.0	88.6	19.2	0.0	0.0	0.0	14.2	0.0	0.0
DATI DI CALCOLO	Valore minimo assunto da α_0	Valore di h_1 per α_0 minimo [m]	Valore assunto da α_0 per $h_2 = h_v$						
	0.362	6.07	N.C.						
MULTIPLICATORE α_0	Valore minimo assunto da α_0	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]			
	0.362	6.07	1.20	9.028	1.000	2.961			

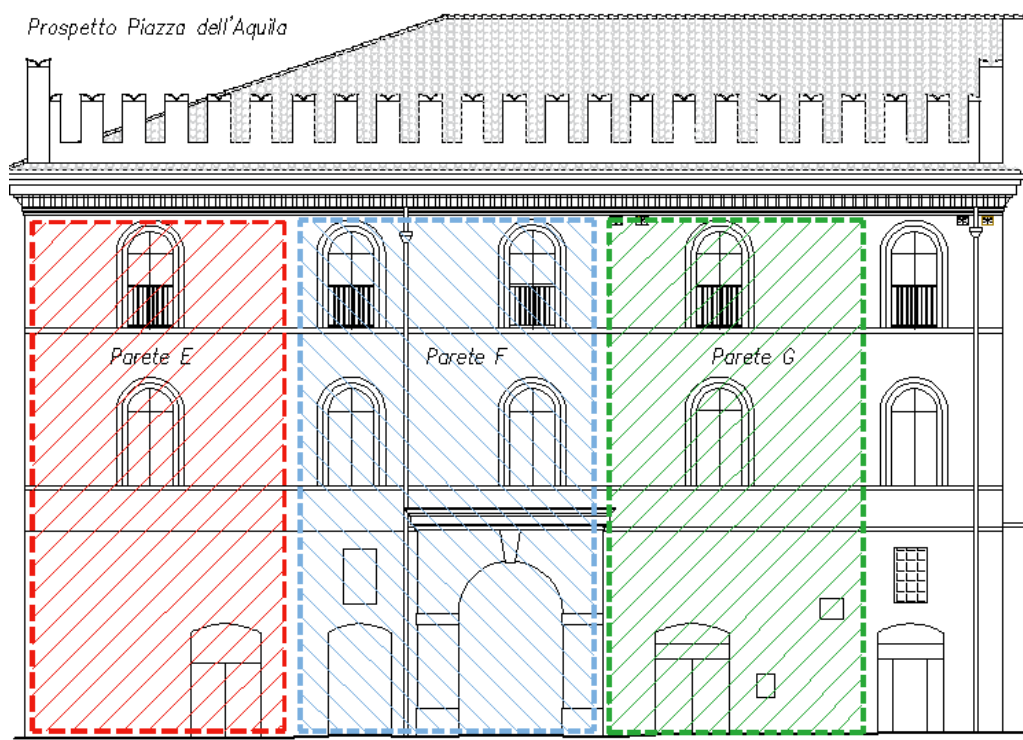
Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2.00
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1.00
	Categoria suolo di fondazione		D
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0.211
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0		2.504
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]		0.285
	Fattore di smorzamento η		1.000
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]		6.480
	Altezza della struttura H [m]		19.00
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S		1.607
	Coefficiente C_C		2.341
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1.607
	Numero di piani dell'edificio N		1
	Coefficiente di partecipazione modale γ		1.000
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0.455
Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
6.480	0.341	0.376	17.363

$$a_g(SLV) = 0.341g > a_g(P_{VR}) = 0.211g \Rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

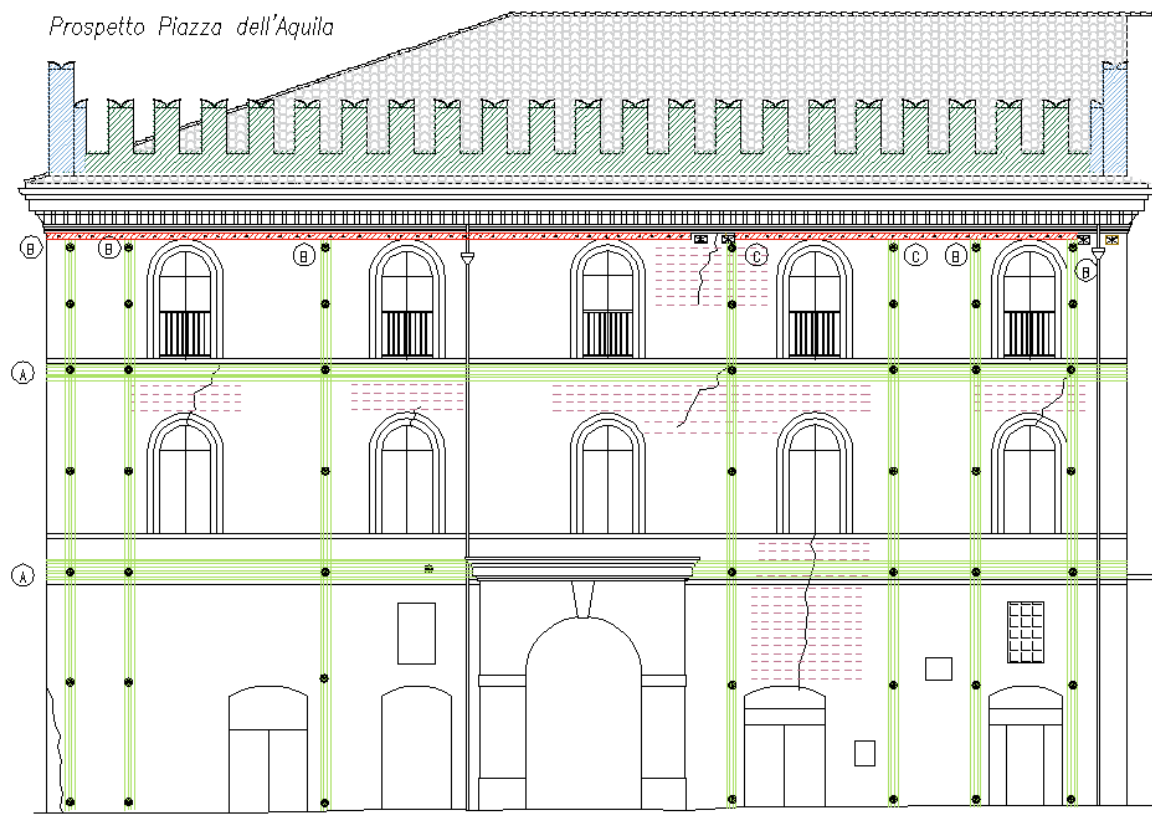
11.3.4.3 Prospetto Piazza dell'Aquila

I cinematismi ritenuti più significativi per le murature relative al prospetto di Piazza dell'Aquila sono quelli che coinvolgono i macroelementi individuati nella figura sottostante:



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Prospetto Piazza dell'Aquila



Parete E

Per la parete E, l'intervento in copertura costituisce un vincolo in sommità per il maschio murario. Si comprende che il cinematismo più critico è quello di flessione verticale.

Per inibire tale meccanismo locale si predispongono dei rinforzi costituiti da fasce di tessuto in fibra di acciaio disposte verticalmente e orizzontalmente.

Il tiro offerto dalle fasce, considerato nelle verifiche cinematiche, è valutato come il 80% della resistenza ultima sviluppata, definita in accordo con la CNR_DT 200 R1/2012.

$$T = 0.8R_{Rd} = f_{fd} \cdot b_f \cdot n_f \cdot t_f$$

Dove:

- f_{fd} è definita come al punto §5.9 della CNR_DT 200 R1/2012;
- b_f è la larghezza della fascia;
- n_f è il numero degli strati del rinforzo;
- t_f è lo spessore del singolo strato del rinforzo.

Si riporta di seguito il risultato delle verifiche svolte. Il calcolo si riferisce ad un maschio di lunghezza unitaria.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

DATI INIZIALI	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLE PARETI								
	Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza della parete al piano i-esimo (interpiano i-esimo) h_{Pi} [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto al polo del corpo d_{Vi} [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto al polo del corpo h_{Vi} [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo rispetto al polo del corpo a_i [m]		
	1	0.70	6.40	0.00	0.00	0.00	0.35		
	2	0.70	5.20		0.00	0.35			
	3	0.50	3.70		0.00	0.25			
	AZIONI SUI MACROELEMENTI						Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Fascia verticale F [kN]	
	Elevazione	Peso proprio della parete W_{Pi} [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]			
	1	80.6	0.0						18.0
	2	65.5	0.0						18.0
	3	33.3	1.7						18.0
	Elevazione	Azione delle fasce orizzontali T_i [kN]	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI (*)					Fattore di Confidenza FC	
			Macroelemento	Altezza del macroelemento h_i [m]	Peso proprio del macroelemento W_i [kN]	Distanza orizzontale del baricentro del macroelemento rispetto al polo dello stesso x_{gi} [m]	Distanza verticale del baricentro del macroelemento rispetto al polo dello stesso y_{gi} [m]		
			1 - 2	6.5	1				
			2 - 3	6.5	2				

Flessione verticale di fascia muraria continua	Valore minimo assunto da α_0	Valore di h_1 per α_0 minimo [m]	Valore assunto da α_0 per cerniera corrispondente alla quota del solaio oppure della volta a secondo piano	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	Valore minimo assunto da α_0	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	0.255	10.87	0.258	10.87	0.255	18.294	1.000	2.085

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q			2.00
	Coefficiente di amplificazione topografica S _T			1.00
	Categoria suolo di fondazione			D
	PGA di riferimento a _g (P _{VR}) [g]			0.211
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F _O			2.504
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T _C * [sec]			0.285
	Fattore di smorzamento η			1.000
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]			0.000
	Altezza della struttura H [m]			19.00
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S _s			1.607
	Coefficiente C _c			2.341
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S			1.607
	Numero di piani dell'edificio N			3
	Coefficiente di partecipazione modale γ			1.286
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T ₁ [sec]			0.455
	Flessione verticale di fascia muraria continua	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	ψ(Z) = Z/H	a _g (SLV) (C8A.4.9)
0.000		0.000	0.264	-
Flessione verticale di macroelementi geometria nota	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	ψ(Z) = Z/H	a _g (SLV) (C8A.4.9)	S _e (T ₁) (C8A.4.10)
		0.000	-	-

$$a_g(SLV) = 0.264g > a_g(P_{VR}) = 0.211g \Rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

Parete F

Per la parete F, gli interventi previsti in corrispondenza degli orizzontamenti di piano ed il rinforzo in copertura inibiscono il ribaltamento semplice del maschio murario. Si comprende che il cinematisma più critico è quello di flessione verticale.

Di seguito si riporta solo il risultato delle verifiche in termini di α_0 . Per i dettagli sul calcolo condotto si rimanda all'Allegato della relazione di calcolo.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Flessione verticale 2° piano

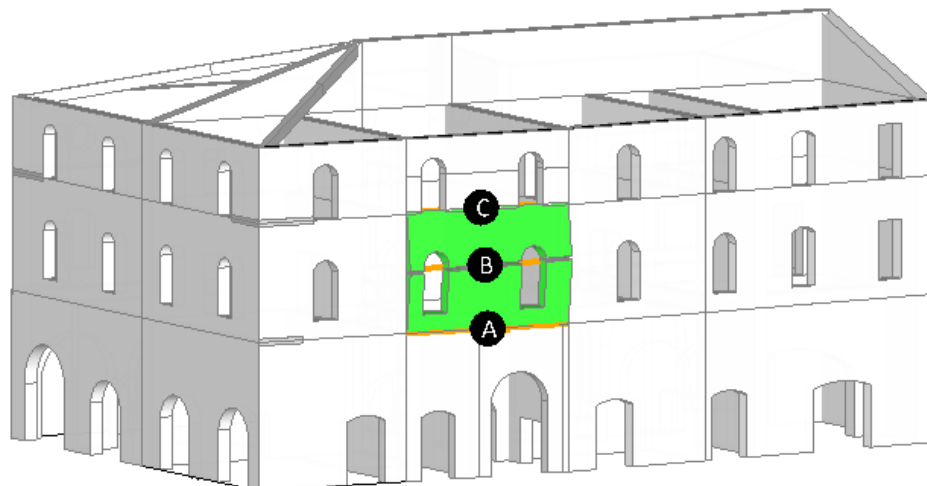
Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.496$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.300 / 0.211 = 1.422$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$



Flessione verticale 3° piano

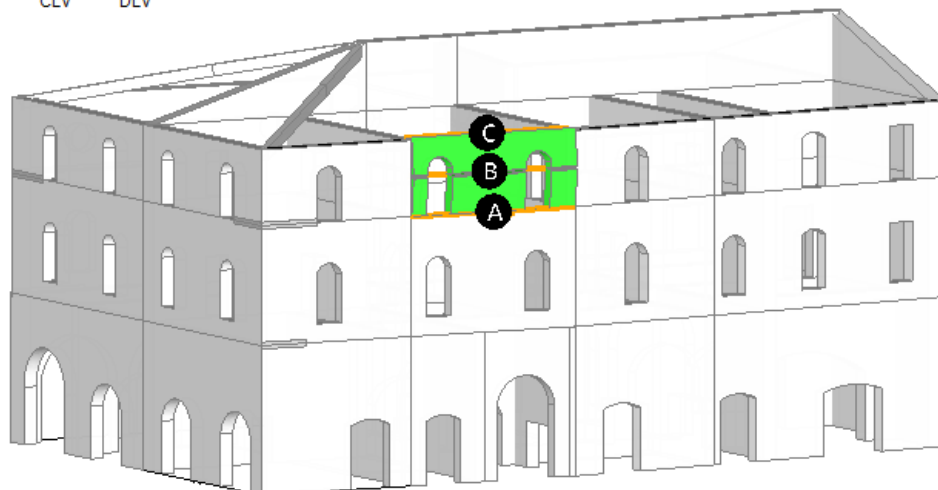
Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.923$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.300 / 0.211 = 1.422$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$



Parete G

Per la parete G, l'intervento in copertura e il rinforzo del solaio di calpestio del primo piano costituiscono due vincoli per il maschio murario. Si comprende che il cinematisma più critico è quello di flessione verticale per la porzione di muratura che va dal piano primo alla copertura.

Per inibire tale meccanismo locale si predispongono dei rinforzi costituiti da fasce di tessuto in fibra di acciaio disposte verticalmente.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Il tiro offerto dalle fasce, considerato nelle verifiche cinematiche, è valutato come il 80% della resistenza ultima sviluppata, definita in accordo con la CNR_DT 200 R1/2012.

$$T = 0.8R_{Rd} = f_{fd} \cdot b_f \cdot n_f \cdot t_f$$

Dove:

- f_{fd} è definita come al punto §5.9 della CNR_DT 200 R1/2012;
- b_f è la larghezza della fascia;
- n_f è il numero degli strati del rinforzo;
- t_f è lo spessore del singolo strato del rinforzo.

Si riporta di seguito il risultato delle verifiche svolte.

Il calcolo si riferisce ad un maschio di lunghezza unitaria.

DATI INIZIALI	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLE PARETI								
	Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S _i [m]	Altezza della parete al piano i-esimo (interpiano i-esimo) h _{pi} [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto al polo del corpo d _{vi} [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto al polo del corpo h _{vi} [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo rispetto al polo del corpo a _i [m]		
	1	0.60	5.20	0.00	0.00	0.00	0.00		
	2	0.50	3.70		0.00	0.00	0.00		
	AZIONI SUI MACROELEMENTI								
	Elevazione	Peso proprio della parete W _{pi} [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P _{Si} [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F _{vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F _{hi} [kN]	Azione del tirante T [kN]	Quota del tirante dT [m]	Fascia verticale F [kN]
	1	56.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.4	24.4
	2	33.3	1.7						
	Elevazione	Peso specifico della muratura γ _i [kN/m ³]	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI (*)				Fattore di Confidenza FC		
			Macroelemento	Altezza del macroelemento h _i [m]	Peso proprio del macroelemento W _i [kN]	Distanza verticale del baricentro del macroelemento rispetto al polo dello stesso y _{gi} [m]			
		1	18.0	1			1.20		
		2	18.0	2					
Flessione verticale di fascia muraria continua		Valore minimo assunto da α ₀	Valore di h ₁ per α ₀ minimo [m]	Valore assunto da α ₀ per h ₁ = h _p	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h ₁ [m]	Valore minimo assunto da α ₀	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a ₀ * [m/sec ²]
	0.316	5.94	0.324	5.94	0.316	9.119	1.000	2.587	

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q			2.00	
	Coefficiente di amplificazione topografica S _T			1.00	
	Categoria suolo di fondazione			D	
	PGA di riferimento a _g (P _{VR}) [g]			0.211	
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F _O			2.504	
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T _C * [sec]			0.285	
	Fattore di smorzamento η			1.000	
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]			6.400	
	Altezza della struttura H [m]			19.00	
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S _s			1.607	
	Coefficiente C _C			2.341	
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S			1.607	
	Numero di piani dell'edificio N			3	
	Coefficiente di partecipazione modale γ			1.286	
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T ₁ [sec]			0.461	
Flessione verticale di fascia muraria continua		Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	ψ(Z) = Z/H	a _g (SLV) (C8A.4.9)	S _e (T ₁) (C8A.4.10)
		6.400	0.337	0.328	11.949
Flessione verticale di macroelementi geometria nota		Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	ψ(Z) = Z/H	a _g (SLV) (C8A.4.9)	S _e (T ₁) (C8A.4.10)
		0.000	0.000	-	-
Flessione verticale di fascia muraria continua		a _g (SLV) min(C8A.4.9; C8A.4.10)			
		0.303			

$$a_g(SLV) = 0.303g > a_g(P_{VR}) = 0.211g \Rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

11.4 PROGETTO E VERIFICA DEL CONSOLIDAMENTO DEI PILASTRI DI PALAZZO MERLATO

Il consolidamento dei pilastri di Palazzo Merlato consiste nell'utilizzo di tirantini antiespulsivi che sono particolarmente indicati quando trattasi di problemi su aree di muratura limitata sollecitata da forti carichi verticali. L'intervento prevede la perforazione a rotazione della muratura, iniezione di resine epossidiche bicomponenti nei fori appena creati, l'inserimento di barrette di acciaio (inox). Quest'ultime impediscono l'espulsione di materiale ed aumenta la capacità portante dell'elemento. Tale tecnica è molto più efficace per murature costituite da blocchi di pietra o mattoni.

Per poter formulare delle ipotesi di intervento, si possono utilizzare i principi di meccanica dei terreni, ipotizzando che ai limiti del collasso il pilastro si comporti come un suolo la cui curva intrinseca è schematizzabile con due rette inclinate sulle ascisse dell'angolo di attrito φ . Cosicché la relazione che lega la tensione orizzontale σ_0 a quella verticale σ_v , analoga a quella della spinta attiva del terreno in un'opera di sostegno, con l'introduzione di un coefficiente (nel terreno "coefficiente di spinta attiva"), è la seguente:

$$\sigma_0 = \lambda * \sigma_v$$

$$\text{dove } \lambda = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

11.4.1 Geometria e analisi dei carichi

Geometria del pilastro		
Area di base	0,96	m ²
Lato 1-3	1,20	m
Lato 2-4	0,91	m
H	2,50	m

Dimensioni aree di influenza		
D_1 (solaio 1° Piano)	2,35	m
C_1 (solaio 1° Piano)	2,57	m
A_1 (solaio 1° Piano)	6,04	m ²
D_2 (copertura)	5,50	m
C_2 (copertura)	2,57	m
A_2 (copertura)	14,14	m ²

Dati		
γ_m	18,00	kN/m ³
φ	32,00	°
v_m	0,25	adim.
E_m	1080,00	N/mm ²
P_solaio	68,44	kN
P_cop.	76,87	kN
P_muro_1	817,43	kN
P_Pil.	43,25	kN
Tot.	1005,73	kN

σ_v	1,05	N/mm ²
------------	-------------	-------------------

Coefficiente di proporzionalità		
λ	0,31	adim.
σ_0	0,32	N/mm ²

11.4.2 Risultati

La spinta orizzontale σ_0 è applicata su ogni facciata del pilastro e per la verifica si procede nel definire, in una prima analisi, il numero minimo di barre necessarie per soddisfare la sollecitazione agente, in una seconda, nel configurare un'ipotesi di disposizione di barre nel pilastro nel quale si è tenuto conto sia delle fughe (da utilizzare

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

per l'inserimento delle barre) che delle lesioni (da evitare nell'inserimento delle barre). Ogni barra soddisfa la sollecitazione agente sulla propria area di influenza e, dove tale condizione non sia rispettata, si è provveduto ad inserire barre inclinate a 33° e 40° (le barre non verificate sono evidenziate in tabella). Numero totale di barre inclinate 24 di lunghezza variabile tra 80 e 94 cm. L'interasse tra le barre longitudinali di facciata è di 30 cm mentre l'interasse tra barre longitudinali, trasversali e inclinate è di 10 cm. Al fine di non appesantire troppo le singole facciate, i fori sono eseguiti alternativamente prima su una facciata poi su quella opposta ed hanno una profondità tale da fermarsi a circa 1-2 cm dalla facciata. Infine tutti i fori vengono ricoperti con malta compatibile con i materiali che costituiscono il pilastro.

Verifica tirantini Lato 1-3

Dati			Caratteristiche tirantini		
σ_0	0,32	N/mm ²	ϕ	10,00	mm
L	1200,00	mm	Ares	58,00	mm ²
H	2390,00	mm	f _{yd}	276,00	N/mm ²
Al	2868000,00	mm ²	f _{yd} / γ M0	262,86	N/mm ²
F _{sd}	922,47	kN	F _{rd}	15,25	kN

Verifica						
	Tipo Area	A	F	n	Tot	A tot
	adim	mm ²	kN	adim.	kN	mm ²
Line_1	A1	47000,00	15,12	2,00	30,23	94000
	A2	37000,00	11,90	2,00	23,80	74000
	A3	36000,00	11,58	2,00	23,16	72000
Line_2	A4	47400,00	15,25	4,00	60,98	189600
	A5	42600,00	13,70	4,00	54,81	170400
Line_3	A4	47400,00	15,25	4,00	60,98	189600
	A5	42600,00	13,70	4,00	54,81	170400
Line_4	A4	47400,00	15,25	4,00	60,98	189600
	A5	42600,00	13,70	4,00	54,81	170400
Line_5	A4	47400,00	15,25	2,00	30,49	94800
	A5	42600,00	13,70	3,00	41,11	127800
	A6	34350,00	11,05	4,00	44,19	137400
Line_6	A4	47400,00	15,25	4,00	60,98	189600
	A5	42600,00	13,70	4,00	54,81	170400
Line_7	A4	47400,00	15,25	3,00	45,74	142200
	A7	36000,00	11,58	5,00	57,90	180000
	A8	37800,00	12,16	1,00	12,16	37800
Line_8	A9	46800,00	15,05	10,00	150,53	468000

	L	h	A	Sollecitazione agente		
	mm	mm	mm ²	n	R _{sd}	A _{tot}
				adim.	kN	mm ²
A1	235,00	200,00	47000,00	66,00	922,47	2868000,00
A2	185,00	200,00	37000,00			
A3	180,00	200,00	36000,00			

Sollecitazione resistente		

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

A4	158,00	300,00	47400,00	n	Frd	Rrd
A5	142,00	300,00	42600,00	adim.	kN	kN
A6	114,50	300,00	34350,00	66,00	15,25	1006,22
A7	120,00	300,00	36000,00	La verifica è soddisfatta		
A8	126,00	300,00	37800,00			
A9	120,00	390,00	46800,00			

Nota

Ai fini della verifica basterebbero

n°	61,00	barre
dove Frd=	929,99	kN

Dati		
□o	0,32	N/mm ²
L	905,00	mm
H	2390,00	mm
AI	2162950,00	mm
F sd	695,70	kN

Verifica		
□	10,00	mm
Ares	58,00	mm ²
f _{yd}	276,00	N/mm ²
f _{yd} /□MO	262,86	N/mm ²
Frd	15,25	kN

Lato 2-4						
	Tipo Area	A	F	n	Tot	A tot
	adim	mm ²	kN	adim.	kN	mm ²
Line_1						
Line_2	A5	25400,00	8,17	2,00	16,34	50800
	A6	22100,00	7,11	4,00	28,43	88400
	A7	42000,00	13,51	1,00	13,51	42000
Line_3	A17	38100,00	12,25	2,00	24,51	76200
	A9	63000,00	20,26	1,00	20,26	63000
	A8	47400,00	15,25	2,00	30,49	94800
	A10	37800,00	12,16	1,00	12,16	37800
Line_4	A17	38100,00	12,25	2,00	24,51	76200
	A9	63000,00	20,26	1,00	20,26	63000
	A8	47400,00	15,25	2,00	30,49	94800
	A10	37800,00	12,16	1,00	12,16	37800
Line_5	A9	63000,00	20,26	1,00	20,26	63000
	A8	47400,00	15,25	3,00	45,74	142200
	A11	33300,00	10,71	2,00	21,42	66600
Line_6	A9	63000,00	20,26	1,00	20,26	63000
	A8	47400,00	15,25	3,00	45,74	142200
	A11	33300,00	10,71	2,00	21,42	66600

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Line_7	A9	63000,00	20,26	1,00	20,26	63000
	A8	47400,00	15,25	3,00	45,74	142200
	A11	33300,00	10,71	2,00	21,42	66600
Line_8	A9	63000,00	20,26	1,00	20,26	63000
	A8	47400,00	15,25	1,00	15,25	47400
	A12	45000,00	14,47	2,00	28,95	90000
	A13	36000,00	11,58	2,00	23,16	72000
Line_9	A14	39425,00	12,68	1,00	12,68	39425
	A15	47500,00	15,28	2,00	30,56	95000
	A16	39900,00	12,83	1,00	12,83	39900
	L	h	A	Sollecitazione agente n Rsd Atot adim. kN mmq 47,00 639,08 1986925,00		
	mm	mm	mmq			
A1	202,50	200,00	40500,00	Sollecitazione resistente n Frd Rrd adim. kN kN 47,00 15,25 716,55		
A2	164,00	200,00	32800,00			
A3	143,00	200,00	28600,00	La verifica è soddisfatta Nota Ai fini della verifica basterebbero n° 42,00 barre dove Frd= 640,32 kN		
A4	232,00	200,00	46400,00			
A5	127,00	200,00	25400,00			
A6	110,50	200,00	22100,00			
A7	210,00	200,00	42000,00			
A8	158,00	300,00	47400,00			
A9	210,00	300,00	63000,00			
A10	126,00	300,00	37800,00			
A11	111,00	300,00	33300,00			
A12	150,00	300,00	45000,00			
A13	120,00	300,00	36000,00			
A14	207,50	190,00	39425,00			
A15	250,00	190,00	47500,00			
A16	210,00	190,00	39900,00			
A17	127,00	300,00	38100,00			

11.5 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Gli elementi costruttivi non strutturali devono essere progettati considerando gli effetti dell'azione sismica. In particolare le NTC 2008 al punto §7.2.3 definiscono tali effetti come una forza orizzontale F_a pari a:

$$F_a = (W_a S_a) / q_a$$

dove:

- W_a è il peso dell'elemento;
- q_a è il fattore di struttura dell'elemento;
- S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame valutata come di seguito riportato:

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} \right] - 0.5$$

- α è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (v. § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g ;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;
- T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;
- T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;
- Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (v. § 3.2.2);
- H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

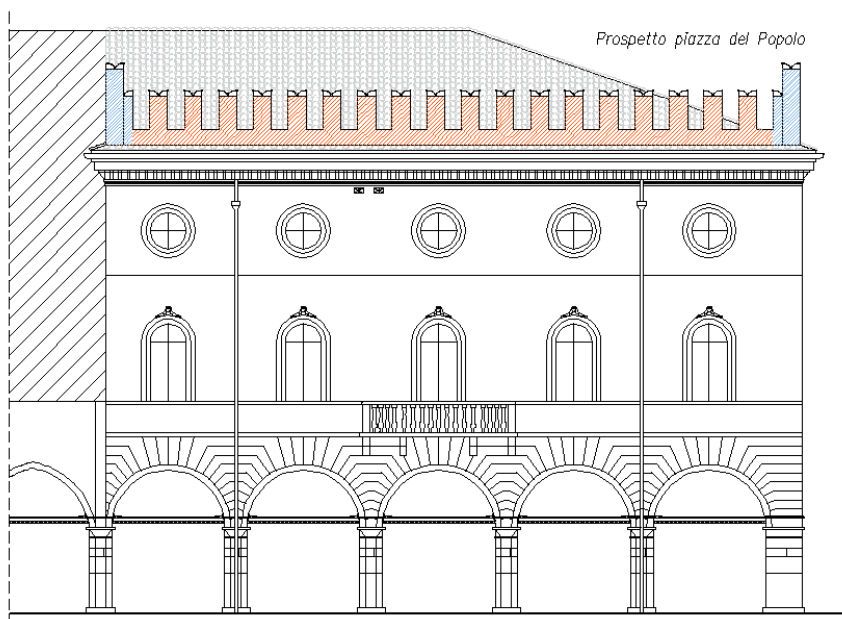
La merlatura architettonica che corona le murature di Palazzo Merlato, ancorché non assolve una funzione strutturale, risulta particolarmente vulnerabile a causa della sua posizione a quota elevata e della snellezza dei merli, fattori che ne pregiudicano la stabilità in caso di evento sismico. Un eventuale crollo di tali elementi non determina un'alterazione del comportamento strutturale dell'edificio, ma rappresenta tuttavia una grave minaccia per l'incolumità delle persone.

Alla luce di ciò si è deciso di procedere alla loro verifica in condizioni sismiche in modo di valutare l'eventuale necessità di un intervento di consolidamento.

Verifica stato di fatto

S riportano di seguito i risultati della verifica condotta sui merli di coronamento di Palazzo Merlato evidenziati in figura.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale



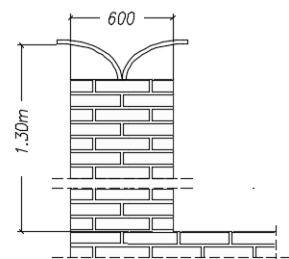
11.5.1.1 Verifica dei merli più bassi

Parametri per la definizione della Forzante Sismica e Forze inerziali Generate

Accelerazione orizzontale massima	$a_g \text{ PGA} =$	0.21	g
Fattore di amplificazione	$F_o =$	2.50	
Fattore di Struttura	$q_o =$	2.00	
Categoria Sottosuolo	$S = SS \cdot ST =$	1.61	
Quota impalcato Interessato	$z_i =$	18.00	m
Altezza totale edificio	$H_{tot} =$	19.00	m
$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0.5 \right]$	$\psi(Z) =$	0.95	
	$S_a =$	0.82	g

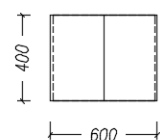
Per i merli più bassi, considerando la configurazione geometrica degli stessi, l'azione sismica vale:

PROSPETTO-scala 1:25



VISTA DALL'ALTO

-scala 1:25



$$F_a = S_a \cdot W_a / q_a = 2.3kN$$

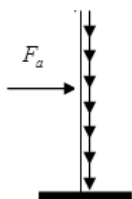
$$S_a = 0.82$$

$$q_a = 2$$

$$W_a = \gamma_{matt} \cdot b \cdot h \cdot H = 18 \cdot 0.6 \cdot 0.4 \cdot 1.3 = 5.6kN$$

Considerando lo schema statico di mensola riportato nell'immagine seguente si valutano le sollecitazioni agenti alla base del merlo.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale



$$M_a = F_a \cdot H / 2 = 1.45 \text{ kNm}$$

$$N_a = 5.6 \text{ kN}$$

Il calcolo viene svolto considerando come resistenza dei merli quella indicata nella Tabella C8A.2.2 della Circolare n 617 del 2009 per le murature in mattoni pieni e malta di calce ed applicando un livello di conoscenza LC1.

MURATURA: Muratura

γ_m :	2	-
FC:	1.35	-
f_{md} :	-0.888889	N/mm ²
f_{hmd} :	-0.444444	N/mm ²
f_{bd} :	-14.0741	N/mm ²
f_{btd} :	1.40741	N/mm ²
f_{vd} :	0.0222222	N/mm ²
ϵ_{mU} :	-0.0035	-

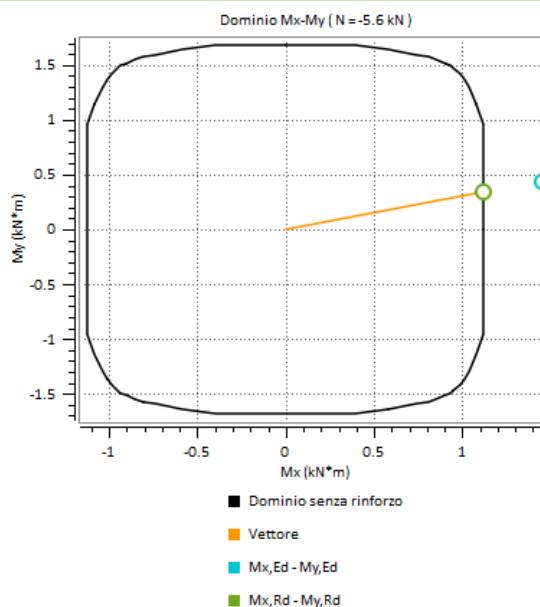


Si riporta di seguito il risultato delle verifiche.

Combinazione $F_{ax} + 0.3F_{ay}$

Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

$M_{x,Rd}$:	1.12 (kN*m)
$M_{y,Rd}$:	0.340182 (kN*m)
β :	-0.27 (deg.)
x_c :	13.8774 (mm)
ϵ_m :	-0.0035 (-)
ϵ_s :	0 (-)
ϵ_r :	0 (-)
σ_m :	-0.888889 (N/mm ²)
σ_s :	0 (N/mm ²)
σ_r :	0 (N/mm ²)



$$|M_{Ed}| / |M_{Rd}|: 1.29331$$

Rapporto tra il modulo agente e il modulo resistente:

Esito verifica: NON
VERIFICATO

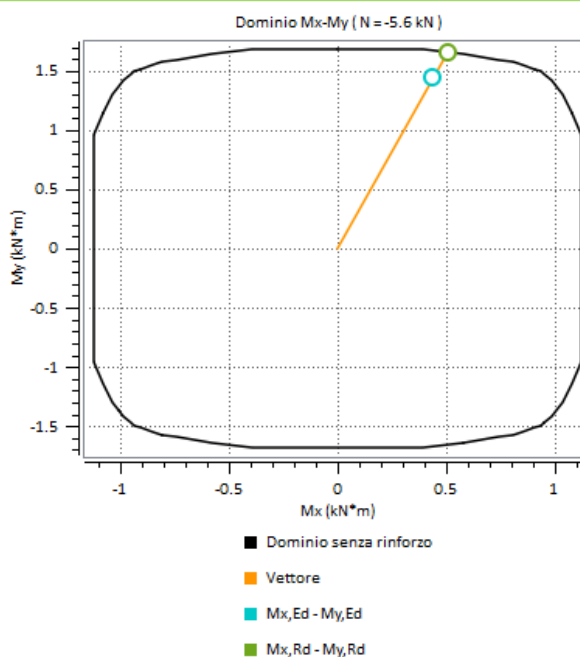
$$[|M_{Ed}| / |M_{Rd}| \leq 1.0]$$

Combinazione $F_{ay} + 0.3F_{ax}$

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

$M_{x,Rd}$:	0.503982 (kN*m)
$M_{y,Rd}$:	1.65761 (kN*m)
β :	281 (deg.)
x_c :	54.1731 (mm)
ϵ_m :	-0.0035 (-)
ϵ_s :	0 (-)
ϵ_r :	0 (-)
σ_m :	-0.888889 (N/mm ²)
σ_s :	0 (N/mm ²)
σ_r :	0 (N/mm ²)



$|M_{Ed}| / |M_{Rd}|$: 0.873774

Rapporto tra il modulo agente e il modulo resistente:

Esito verifica: VERIFICATO

$[|M_{Ed}| / |M_{Rd}| \leq 1.0]$

11.5.1.2 Verifica dei merli più alti

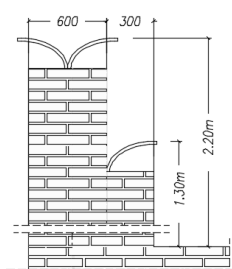
Parametri per la definizione della Forzante Sismica e Forze inerziali Generate

Accelerazione orizzontale massima	a_g PGA =	0.21	g
Fattore di amplificazione	F_o =	2.50	
Fattore di Struttura	q_0 =	2.00	
Categoria Sottosuolo	$S = SS * ST$ =	1.61	
Quota impalcato Interessato	z_i =	18.00	m
Altezza totale edificio	H_{tot} =	19.00	m
$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0.5 \right]$	$\psi(Z)$ =	0.95	
	S_a =	0.82	g

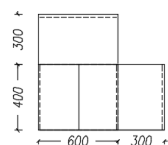
La verifica evidenzia come il momento resistente del merlo sia inferiore rispetto il momento sollecitante.

Per i merli più alti considerando la configurazione geometrica degli stessi, l'azione sismica vale:

PROSPETTO-scala 1:25



VISTA DALL'ALTO-scala 1:25



$$F_a = S_a \cdot W_a / q_a = 6.8 \text{ kN}$$

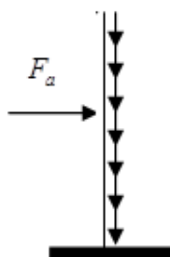
$$S_a = 0.82$$

$$q_a = 2$$

$$W_a = 18 \cdot (0.6 \cdot 0.4 \cdot 2.2 + 0.3 \cdot 0.4 \cdot 1.3 + 0.3 \cdot 0.6 \cdot 1.3) = 16.5 \text{ kN}$$

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Considerando lo schema statico di mensola riportato nell'immagine seguente si valutano le sollecitazioni agenti alla base del merlo.



$$M_a = F_a \cdot H / 2 = 7.5 \text{ kNm}$$

$$N_a = 16.5 \text{ kN}$$

Il calcolo viene svolto considerando come resistenza dei merli quella indicata nella Tabella C8A.2.2 della Circolare n 617 del 2009 per le murature in mattoni pieni e malta di calce ed applicando un livello di conoscenza LC1

MURATURA: Muratura

γ_m :	2	-
FC:	1.35	-
f_{md} :	-0.888889	N/mm ²
f_{tmd} :	-0.444444	N/mm ²
f_{cd} :	-14.0741	N/mm ²
f_{tcd} :	1.40741	N/mm ²
f_{vcd} :	0.0222222	N/mm ²
ϵ_{mu} :	-0.0035	-



Si riporta di seguito il risultato delle verifiche.

Combinazione $F_{ax} + 0.3F_{ay}$

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

$M_{x,Rd}$: 4.79368 (kN*m)

$M_{y,Rd}$: 1.47503 (kN*m)

β : 329.3 (deg.)

x_c : 222.832 (mm)

ϵ_m : -0.0035 (-)

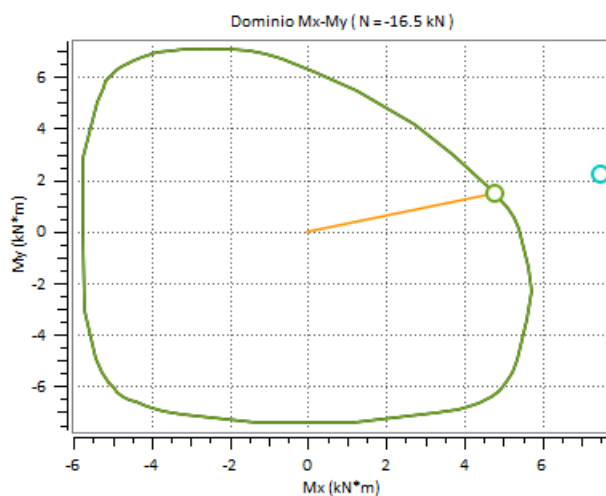
ϵ_s : 0 (-)

ϵ_r : 0 (-)

σ_m : -0.888889 (N/mm²)

σ_s : 0 (N/mm²)

σ_r : 0 (N/mm²)



$|M_{Ed}| / |M_{Rd}|$: 1.56121

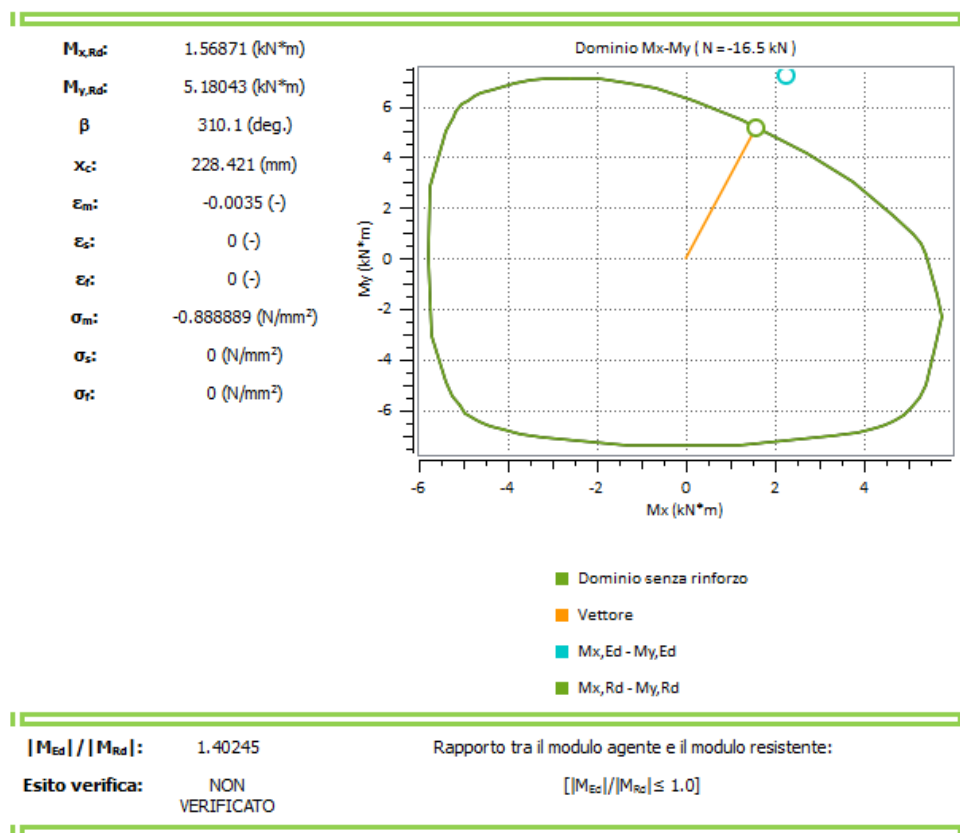
Rapporto tra il modulo agente e il modulo resistente:

Esito verifica: NON
VERIFICATO

$[|M_{Ed}| / |M_{Rd}| \leq 1.0]$

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Combinazione $F_{ay} + 0.3F_{ax}$



La verifica evidenzia come il momento resistente del merlo sia inferiore rispetto al momento sollecitante.

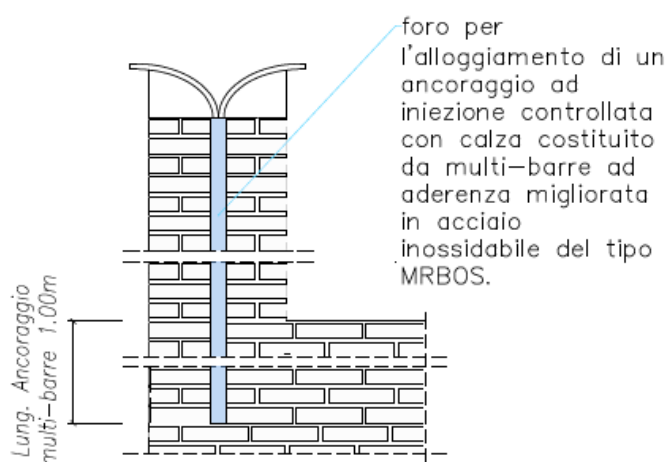
11.5.2 Interventi proposti

Per eliminare le criticità relative ai merli di Palazzo Merlato si propongono due strategie di intervento.

Per i merli più bassi, data la minore entità delle sollecitazioni e la simmetria della sezione, si prevede di incrementare la resistenza dell'elemento attraverso l'inserimento di una multibarra costituita da 6 barre ad aderenza migliorata di diametro 8 mm, inghisate nella muratura mediante ad iniezione controllata con calza. Il materiale delle barre è un acciaio inossidabile con tensione di snervamento pari a 500 MPa.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

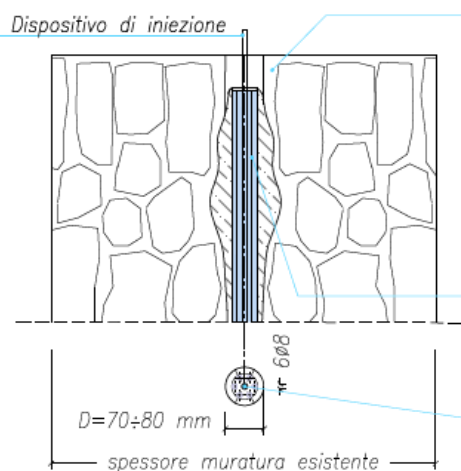
PROSPETTO—scala 1:25



VISTA DALL'ALTO
—scala 1:25



Particolare ancoraggio del tipo MRBOS 6X8-60P—scala 1:10



La calza in tessuto contiene la malta iniettata; le sue caratteristiche e la sua capacità di espansione nelle irregolarità delle murature sono tali da garantire un efficace legame meccanico con il substrato (ANCORAGGIO PER INGRANAMENTO). La stessa calza, che svolge la funzione di membrana permeabile, permette inoltre alla malta di fuoriuscire superficialmente e di esercitare una funzione di collante a diretto contatto con la muratura, sia a livello superficiale che in profondità grazie alle caratteristiche di porosità del substrato (ANCORAGGIO PER ADESIONE).

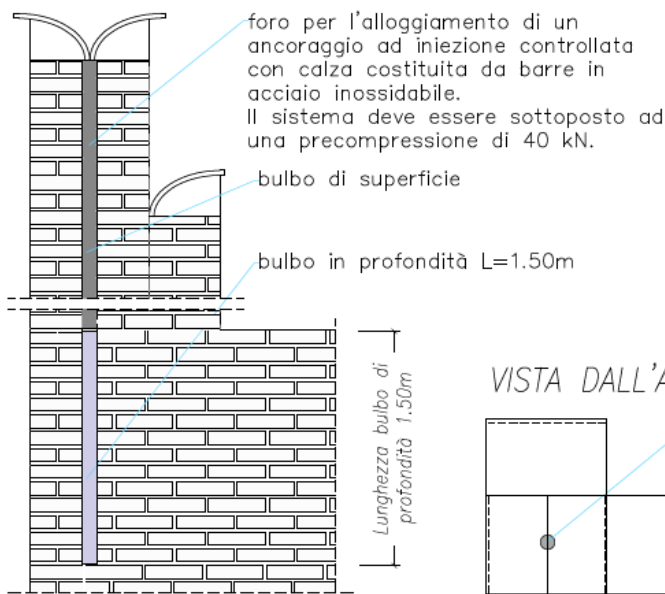
ancoraggio del tipo "multibar" MRBOS 6X8-60P costituita da n 6 barre del tipo RBOS 8/304 ad aderenza migliorata in acciaio inossidabile aisi 304 diam. d (8mm) e malta del tipo presstec specifica per iniezioni con calza in perforo diam. D (70÷80mm)

SEZIONE "MultiBar"
MRBOS 6X8-60P

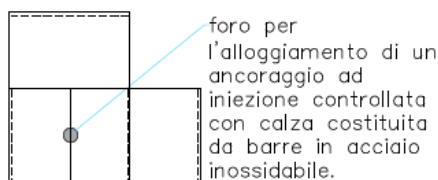
Per i merli più alti, data la asimmetria dell'elemento e volendo evitare di indebolirlo con la realizzazione di più fori per l'alloggiamento delle multibarre, si prevede di incrementare la resistenza dell'elemento attraverso l'inserimento di una barra in acciaio inossidabile sottoposta ad una precompressione di 40 kN, inghisata mediante iniezione controllata con calza. Il materiale della barra è un acciaio inossidabile con tensione di snervamento pari a 650 MPa.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

PROSPETTO—scala 1:25



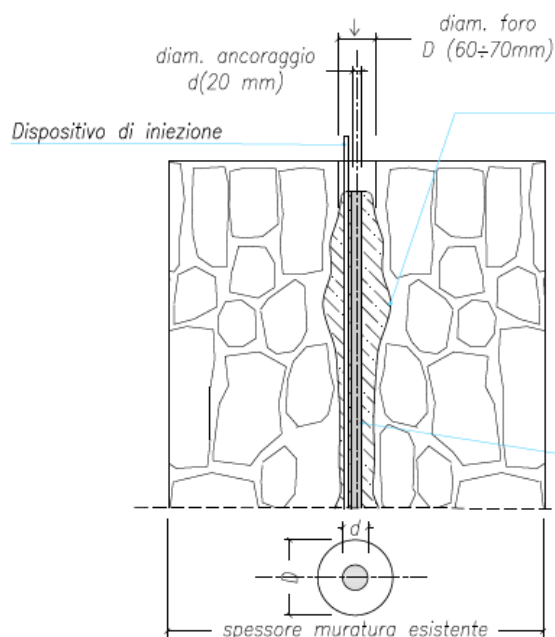
VISTA DALL'ALTO—scala 1:25



FASI PER LA REALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO

1. Inserimento ancoraggio ad iniezione controllata con calza all'interno del perforo
2. Iniezione del bulbo in profondità, dimensionato in funzione del carico di pre-sollecitazione
3. Posizionamento elementi di contrasto provvisori o permanenti all'estremità libera
4. Successivamente all'avvenuta maturazione della malta del bulbo in profondità effettuare la tesatura della parte libera di barra al valore di pre-sollecitazione richiesto (40 kN).
5. Iniezione della malta nel secondo bulbo di superficie
6. Eventuale rimozione degli elementi di contrasto, se provvisori, successivamente all'avvenuta maturazione della malta nel secondo bulbo

Particolare ancoraggio del tipo GBOS20-60P—scala 1:10



La calza in tessuto contiene la malta iniettata; le sue caratteristiche e la sua capacità di espansione nelle irregolarità delle murature sono tali da garantire un efficace legame meccanico con il substrato (ANCORAGGIO PER INGRANAMENTO).

La stessa calza, che svolge la funzione di membrana permeabile, permette inoltre alla malta di fuoriuscire superficialmente e di esercitare una funzione di collante a diretto contatto con la muratura, sia a livello superficiale che in profondità grazie alle caratteristiche di porosità del substrato (ANCORAGGIO PER ADESIONE).

ANCORAGGIO GBOS 20-60 P costituito da barra tipo GBOS 20/304 in acciaio inossidabile AISI 304 diametro d (20mm) con filettatura continua su tutta la lunghezza e malta Presstec specifica per iniezioni con calza in perforo diam. D (60÷70mm)

11.5.3 Verifica stato di progetto

11.5.3.1 Verifica dei merli più bassi

Si riporta il risultato della verifica a presso-flessione deviata del merlo dopo rinforzo.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

MURATURA: Muratura

γ_m :	2	-
FC:	1.35	-
f_{md} :	-0.888889	N/mm ²
f_{mcd} :	-0.444444	N/mm ²
f_{bd} :	-14.0741	N/mm ²
f_{bsd} :	1.40741	N/mm ²
f_{vcd} :	0.0222222	N/mm ²
ϵ_{mu} :	-0.0035	-



ACCIAIO: In Situ

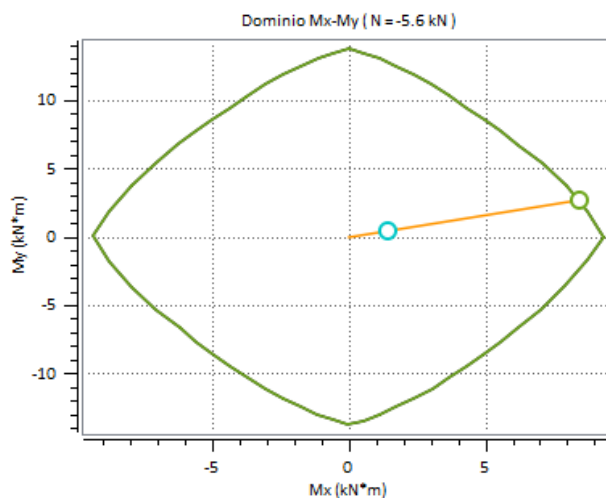
γ_s :	1	-
FC:	1.15	-
f_{yd} :	434.783	N/mm ²
ϵ_{sy} :	0.00217391	-



Combinazione $F_{ax} + 0.3F_{ay}$

Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

$M_{x,Rd}$:	8.45861 (kN*m)
$M_{y,Rd}$:	2.60111 (kN*m)
β :	351.1 (deg.)
x_c :	194.051 (mm)
ϵ_m :	-0.0035 (-)
ϵ_s :	0.00116829 (-)
ϵ_r :	0 (-)
σ_m :	-0.888889 (N/mm ²)
σ_s :	233.659 (N/mm ²)
σ_r :	0 (N/mm ²)



- Dominio senza rinforzo
- Dominio con rinforzo (Flessione)
- Vettore
- Mx,Ed - My,Ed
- Mx,Rd - My,Rd

$|M_{Ed}| / |M_{Rd}|$: 0.171065

Rapporto tra il modulo agente e il modulo resistente:

Esito verifica: VERIFICATO

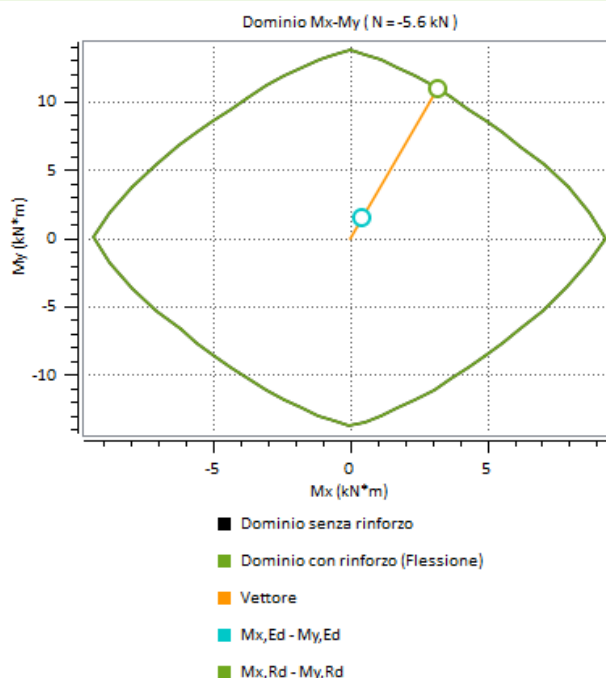
$[|M_{Ed}| / |M_{Rd}| \leq 1.0]$

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Combinazione $F_{ay} + 0.3F_{ax}$

Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

$M_{x,Rd}$:	3.21199 (kN*m)
$M_{y,Rd}$:	10.8878 (kN*m)
β :	304 (deg.)
x_c :	292.798 (mm)
ϵ_m :	-0.0035 (-)
ϵ_s :	0.000988749 (-)
ϵ_r :	0 (-)
σ_m :	-0.888889 (N/mm ²)
σ_s :	197.75 (N/mm ²)
σ_r :	0 (N/mm ²)



$|M_{Ed}| / |M_{Rd}|$: 0.133358

Rapporto tra il modulo agente e il modulo resistente:

Esito verifica: VERIFICATO

$[|M_{Ed}| / |M_{Rd}| \leq 1.0]$

11.5.3.2 Verifica dei merli più alti

Si riporta il risultato della verifica a presso-flessione deviata del merlo dopo rinforzo e considerando una precompressione di 40kN.

MURATURA: Muratura

γ_m :	2	-
FC:	1.35	-
f_{md} :	-0.888889	N/mm ²
f_{rmd} :	-0.444444	N/mm ²
f_{bd} :	-14.0741	N/mm ²
f_{bsd} :	1.40741	N/mm ²
f_{uod} :	0.0222222	N/mm ²
ϵ_{mld} :	-0.0035	-



ACCIAIO: In Situ

γ_s :	1	-
FC:	1.15	-
f_{yd} :	434.783	N/mm ²
ϵ_{sd} :	0.00217391	-

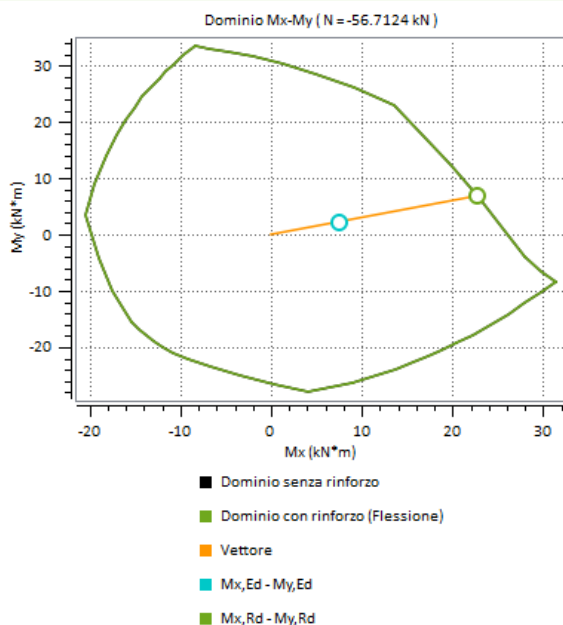


Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Combinazione $F_{ax} + 0.3F_{ay}$

Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

$M_{x,Rd}$	22.7782 (kN*m)
$M_{y,Rd}$	6.77425 (kN*m)
β	334 (deg.)
x_c	372.945 (mm)
ϵ_m	-0.0035 (-)
ϵ_s	0 (-)
ϵ_r	0 (-)
σ_m	-0.888889 (N/mm ²)
σ_s	0 (N/mm ²)
σ_r	0 (N/mm ²)



$|M_{Ed}| / |M_{Rd}|$: 0.329497

Rapporto tra il modulo agente e il modulo resistente:

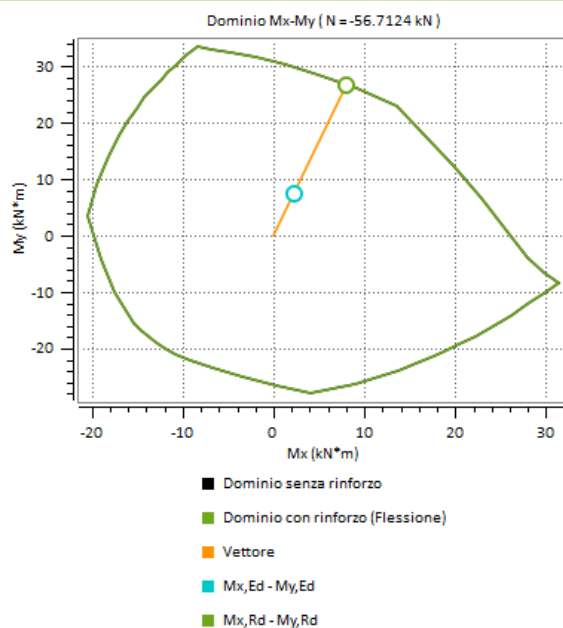
Esito verifica: VERIFICATO

$[|M_{Ed}| / |M_{Rd}| \leq 1.0]$

Combinazione $F_{ay} + 0.3F_{ax}$

Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

$M_{x,Rd}$	8.09181 (kN*m)
$M_{y,Rd}$	26.6031 (kN*m)
β	307 (deg.)
x_c	393.773 (mm)
ϵ_m	-0.0035 (-)
ϵ_s	0 (-)
ϵ_r	0 (-)
σ_m	-0.888889 (N/mm ²)
σ_s	0 (N/mm ²)
σ_r	0 (N/mm ²)



$|M_{Ed}| / |M_{Rd}|$: 0.281597

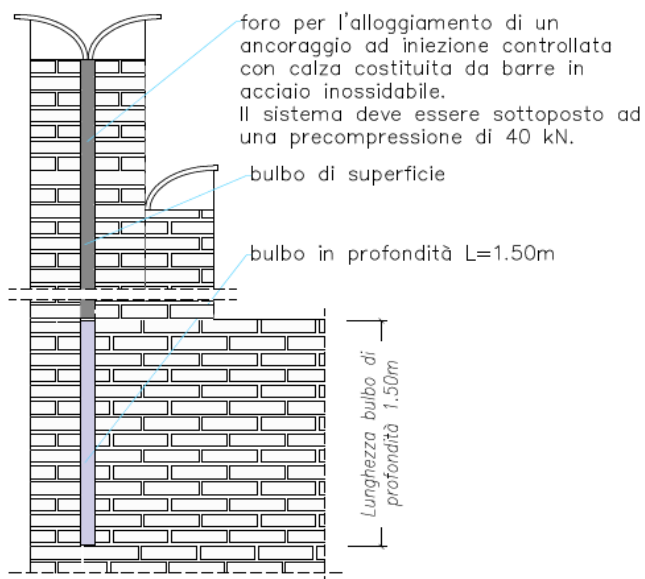
Rapporto tra il modulo agente e il modulo resistente:

Esito verifica: VERIFICATO

$[|M_{Ed}| / |M_{Rd}| \leq 1.0]$

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Si riporta infine la verifica dell'ancoraggio fornito dal bulbo di profondità.



Data la tensione di precompressione, note la lunghezza e il diametro del bulbo è possibile valutare la tensione di aderenza necessaria per il trasferimento della presollecitazione.

$$\tau_{Ed} = P / S_l = 40000 / (3.14 \cdot 60 \cdot 1500) = 0.14 \text{ MPa}$$

L'aderenza sviluppata dall'ancoraggio proposta su di una muratura in mattoni sviluppa una tensione di aderenza media pari a 1.12 MPa. Il valore del coefficiente suggerito dalla casa produttrice è 4.

Segue che la tensione di aderenza di progetto vale:

$$\tau_{Rd} = \tau_m / \gamma_s = 1.12 / 4 = 0.28 \text{ MPa} \geq \tau_{Ed} = 0.14 \text{ MPa}$$

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

12. ULTERIORI VERIFICHE E CHIARIMENTI IN RISPOSTA ALL'INTEGRAZIONE RICHIESTA

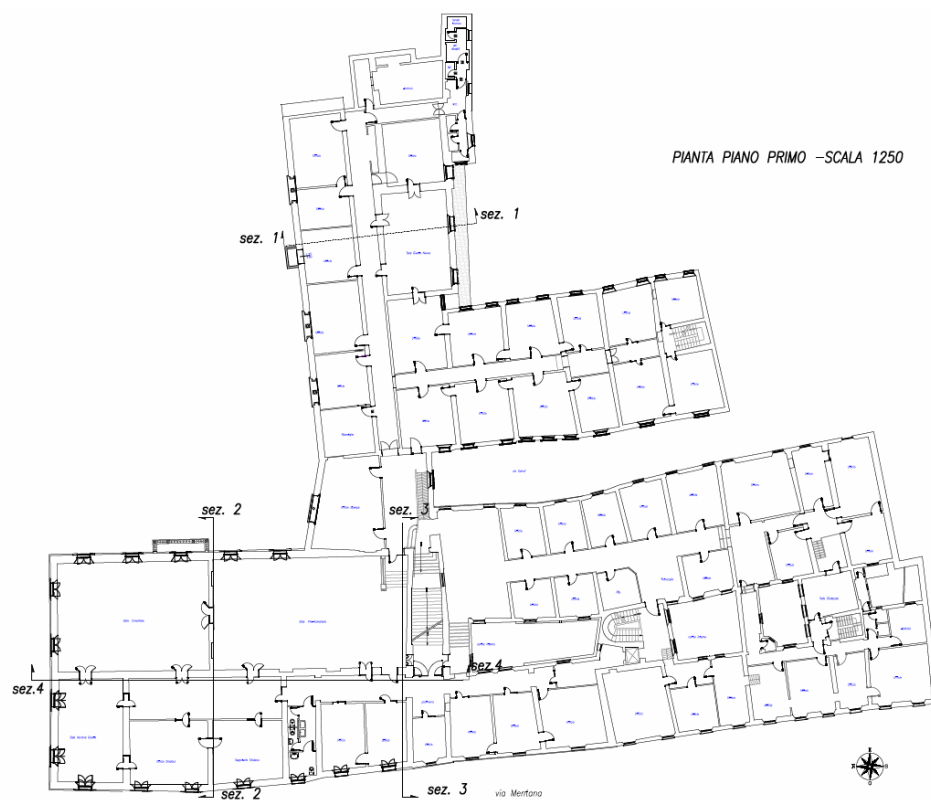
12.1 VERIFICA DI SUSSISTENZA DELLE CONDIZIONI PER L'APPLICABILITÀ DEL RAFFORZAMENTO LOCALE

L'allegato 5 dell'O.C.D.P.C. n. 52/2013 definisce le seguenti condizioni per l'applicabilità del rafforzamento locale (assenza di carenze gravi) per gli edifici in muratura:

- a) Altezza non oltre 3 piani fuori terra;
- b) Assenza di pareti in falso;
- c) Assenza di murature portanti costituite da elementi in laterizio non strutturale;
- d) Assenza di danni strutturali medio-gravi visibili;
- e) Tipologie di muratura ricomprese nella tabella C8A.2.1 dell'appendice C.8.A.2 alla Circolare 2 Febbraio 2009 n. 317 delle Norme Tecniche per le costruzioni emanate con d.M. 14.1.2008 con esclusione della prima tipologia di muratura - Muratura in pietrame disordinata;
- f) Valore della compressione media nei setti murari per effetto dei soli carichi permanenti e variabili non superiore a $1/5$ della resistenza media a compressione; quest'ultima può essere ricavata, in mancanza di più accurate valutazioni, dalla tabella C8A.2.1 della citata appendice alla circolare n.617;
- g) Buone condizioni di conservazione.

Il complesso della residenza municipale di Ravenna è un edificio che si sviluppa su tre piani, così come si osserva dalla pianta e dalla sezione di seguito riportate.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale



PALAZZO MERLATO
SEZIONE 2-2-SCALA 1100

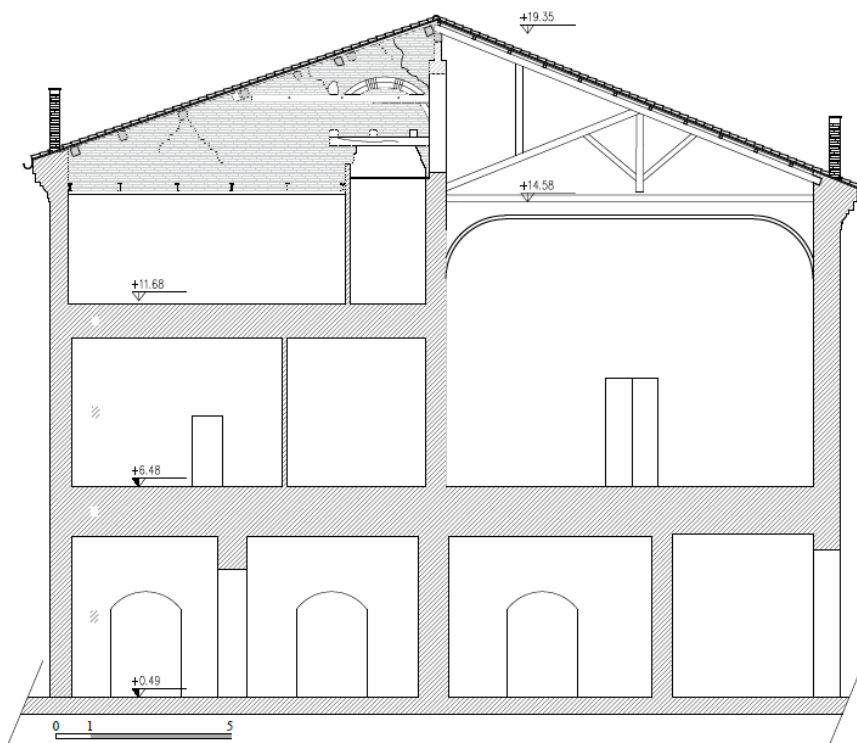


Figura 12-1: Pianta e sezione 2-2 della residenza municipale di Ravenna

L'edificio, oggetto di studio, inoltre presenta :

- nessuna parete portante in falso;

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

- nessuna muratura portante costituita da elementi in laterizio non strutturale;

I danni strutturali riportati dalla struttura non possono essere considerati come medio-gravi visibili. Le carenze maggiori del complesso, presenti nel portico di Palazzo Merlato, sono state evidenziate solo a seguito della rimozione dell'intonaco, operazione necessaria per la sostituzione delle catene esistenti. Le vulnerabilità riscontrate per i pilastri del portico non sono causate da azioni sismiche, ma sono legate a problemi di eccentricità della colonna.

La struttura portante del complesso è in muratura riconducibile alla tipologia " Muratura a spacco con buona tessitura", secondo la definizione fornita dalla tabella C8A.2.1 dell'appendice C.8.A.2 alla Circolare 2 Febbraio 2009 n. 317 delle Norme Tecniche per le costruzioni.

Il valore della compressione media rispetta la condizione f). Si riporta di seguito il dettaglio di tale verifica.

Sforzo assiale alla base dei setti					
Luce solaio che scarica sul setto[m]=		6.6			
Piano primo					
Solai:	Gk [kN/m2]=	5.23	Qk [kN/m2]=	3	
Peso Proprio:	t[m]=	0.8	gamma[kN/m3]=	18	H[m]= 5.99
Piano secondo					
Solai:	Gk [kN/m2]=	6	Qk [kN/m2]=	3	
Peso Proprio:	t[m]=	0.8	gamma[kN/m3]=	18	H[m]= 5.2
Copertura					
Solai:	Gk [kN/m2]=	1.6	Qk [kN/m2]=	1.2	
Peso Proprio:	t[m]=	0.6	gamma[kN/m3]=	18	H[m]= 3.82
Copertura- muratura fino al colmo/merli					
Peso Proprio:	t[m]=	0.6	gamma[kN/m3]=	18	H[m]= 3.85
				N tot [kN/m]	310.07
Resistenza muratura					
f _m [Mpa]	3.2	t[m]=	0.7	R _m [kN/m]	2240
Verifica allegato 5 punto f)					
R _m /5 [kN/m]	448	"ok" 310.07 < 448 kN/m			

Tabella 12-1: Verifica della condizione f)

Infine le condizioni di conservazione dell'edificio risultano buone.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

12.2 VERIFICA DELLA RESISTENZA DELLE SOLETTE IN C.A.

La soletta in c.a. con la rete elettrosaldata risulta un efficace ritegno per i meccanismi fuori piano in quanto è in grado di assorbire le forze d'inerzia generate dall'azione sismica mediante l'attivazione del seguente modello tirante-puntone.

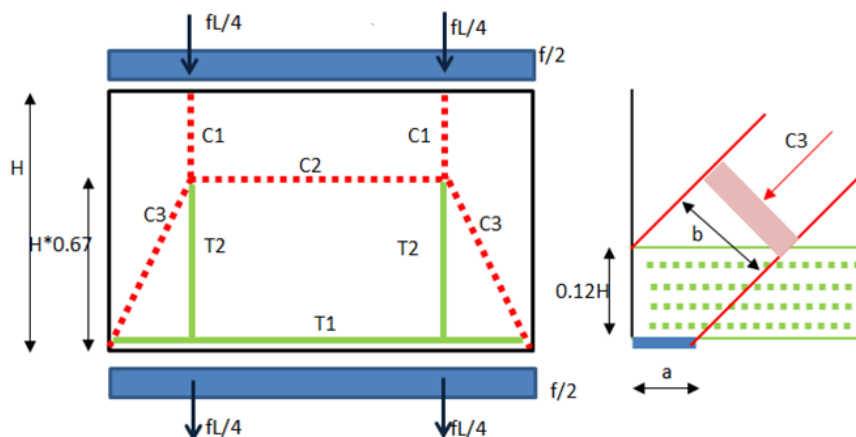


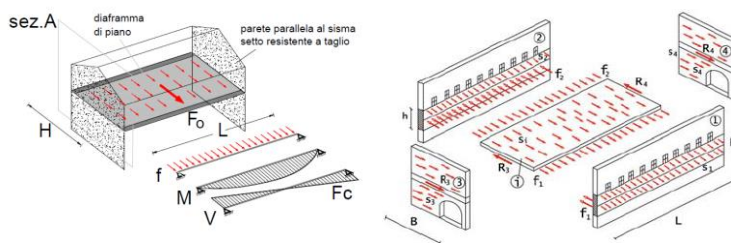
Figura 12-2: Funzionamento tirante puntone

Si riportano di seguito i calcoli che dimostrano l'efficacia di tale sistema strutturale.

DATI GENERALI PER IL CALCOLO DEI DIAFRAMMI DI PIANO - DIREZIONE LATO CORTO/LUNGO

Dimensioni Geometriche Pareti

	Le =	6.00	m
	B =	4.50	m
	Bm3 =	4.00	m
	Bm4 =	4.00	m
Correnti	s1 =	0.50	m
	s2 =	0.50	m
Reagenti	S3 =	0.50	m
	S4 =	0.50	m
	hup =	1.55	m
	hbot =	1.70	m
	L =	5.50	m



Caratteristiche dei Materiali e Carichi agenti su Impalcato

Peso Specifico Muratura Portante $\gamma_m = 18$ kN/m³

Peso Proprio Solaio: $Gk1+Gk2$ 4.0 kN/m²
 Peso Accidentale: Qk 6.0 kN/m²
 Carico Totale Caratteristico 10.0 kN/m²
 ψ (Sismico) 0.6

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Parametri per la definizione della Forzante Sismica e Forze inerziali Generate

Accelerazione orizzontale massima	a_g PGA =	0.21	g
Fattore di amplificazione	F_o =	2.50	
Fattore di Struttura	q_o =	2.00	
Categoria Sottosuolo	S=SS*ST=	1.61	
Quota impalcato Interessato	z_i =	3.40	m
Altezza totale edificio	H_{tot} =	19.00	m
	$\psi(Z)$ =	0.18	
	S_a =	0.43	g

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (T_a/T_1)^2} - 0.5 \right]$$

$$W_a = h_{up} \cdot L \cdot S_1 \cdot \gamma_m$$

$$W_{k1} = S_1 \cdot \gamma_m$$

$$S_{k1} = (S_a/q_o) \cdot W_{k1}$$

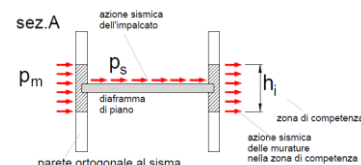
$$W_{k2} = S_2 \cdot \gamma_m$$

$$S_{k2} = (S_a/q_o) \cdot W_{k2}$$

$$G_k + 0.3 \cdot Q_k$$

$$S_i = (S_a/q_o) \cdot W_i$$

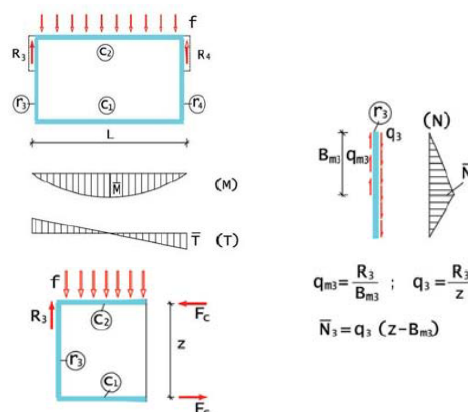
W_a	76.7	KN
W_{k1}	9.0	kN/m ²
S_{k1}	1.9	kN/m ²
W_{k2}	9.0	kN/m ²
S_{k2}	1.9	kN/m ²
W_i	7.6	kN/m ²
S_i	1.64	kN/m ²



AZIONI SOLLECITANTI - DIAFRAMMA DI PIANO

Sollecitazioni su diaframma

Azioni sismiche su striscia Mur. K1	f_{k1} =	6.29	KN/m	$f_{k1} = s_{k1} \cdot h$
Azioni sismiche su striscia Mur. K2	f_{k2} =	6.29	KN/m	$f_{k2} = s_{k2} \cdot h$
Azioni sismiche su Impalcato	f_i =	7.36	KN/m	$f_i = s_i \cdot B$
Forza Totale Agente su impalcato	f =	19.95	KN/m	
Reazione offerta dai setti R3 e R4	$R_3=R_4$	54.85	KN	
Momento Flettente su Impalcato	M =	75.43	KNm	
Taglio su impalcato	$T_3=T_4$	54.85	KN	
Braccio della coppia interna	z =	4.00	m	$z = B - (b_1 + b_2) - (b_{c1} + b_{c2})/2$
Azione di trazione e compressione	F_c =	18.86	KN	$F_c = M/z$
Flussi degli Sforzi Tangenziali	q =	13.71	KN/m	$q = T/z$
Flusso agente sul ripartitore r3	q_{m3} =	i	KN/m	$q_3 = R_3/z$
Azione assiale su Ripartitore N3	N_3 =	0.00	KN	$N_3 = q_3(z - B_{m3})$
Azione assiale su Ripartitore N4	N_4 =	0.00	KN	$N_4 = q_4(z - B_{m4})$



CARATTERISTICHE DIAFRAMMA

Tipologia Diaframma

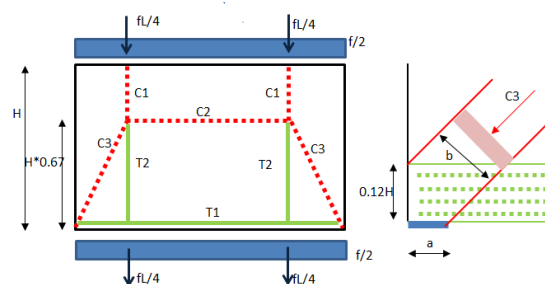
Sistema costruttivo impiegato

Cordolo con connettori+soletta in c.a.

VERIFICA SOLETTA IN C.A.

Caratteristiche soletta e armatura soletta

Classe cls	C25/30	
Altezza soletta	h =	5.00 cm
Classe acciaio	B450C	
Passo Rete	s =	20.00 cm
Diametro Rete	Φ =	8 mm
Armatura aggiuntiva per T2	n =	0
Armatura aggiuntiva per T2	Φ =	0 mm
α		63.5 °
a		0.0 cm
b		54.0 cm
$C1$		30 kN
$C3$		61.27 kN
$C2$		27 kN
$T1$		27 kN
$T2$		30 kN
Verifica per T1		350 kN
Verifica Rete per T2		39 kN
Verifica Bielle Compresse(C1,C2,C3)		302.9 kN



*Progettazione secondo 6.5.4(6)-EC2

12.3 VALUTAZIONE DELLA VARIAZIONE DI RIGIDEZZA NEL PIANO DEI SOLAI A SEGUITO DEGLI INTERVENTI

Gli interventi previsti sui solai non ne alterano significativamente la rigidezza nel piano. Ciò è legato alla stratigrafia dello stato di fatto della maggior parte dei solai su cui si interviene, caratterizzata dalla presenza di un massetto non armato di spessore superiore a 5 cm.

La rigidezza elastica di una soletta in c.a. alleggerito è paragonabile a quella di uno strato di massetto di stesso spessore, quello che cambia è il comportamento dopo la fase elastica, nel caso della soletta armata si ha un

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

comportamento duttile garantito dalle armature, per il massetto invece non possiamo conoscerne il comportamento effettivo.

Facendo riferimento allo stato di fatto e di progetto, si osserva che l'aumento di rigidità nel piano dei solai si ha solo per campi O, P e Q. L'estensione di quest'ultimi è minima rispetto alla superficie dell'intera struttura, **è pertanto possibile affermare che gli interventi previsti sui solai non determinano una significativa alterazione del comportamento globale elastico della struttura nei confronti delle azioni sismiche.**

12.4 AMMORSAMENTO PARETI

Come è noto e come del resto è stato dimostrato anche dagli ultimi eventi sismici, gli edifici esistenti in muratura spesso non manifestano un chiaro comportamento d'insieme, tendono invece a reagire al sisma mediante l'attivazione di meccanismi locali.

L'ammorsamento tra le pareti ortogonali può sì inibire l'innescarsi dei cinematismi qualora ben realizzato, ma nella realtà è difficile stabilire l'effettiva bontà dello stesso e il grado di ammorsamento garantito. **Si comprende come considerare in fase progettuale la presenza di un ammorsamento efficace sia in realtà non una certezza, ma un'ipotesi a sfavore di sicurezza.**

In definitiva per le ragioni esposte si ritiene necessario ipotizzare a favore di sicurezza l'assenza di efficaci ammorsamenti tra le pareti ortogonali.

12.5 VERIFICHE ALLO STATO DI FATTO E DI PROGETTO DEI CINEMATISMI DELLE PARETI DEI SOLAI OGGETTO DI INTERVENTO

12.5.1 Verifiche stato di fatto

Pareti afferenti campi X e AW

Di seguito si riporta il risultato delle verifiche più significative in termini di α_0 . Per i dettagli sul calcolo condotto si rimanda all'Allegato della relazione di calcolo.

Ribaltamento

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

01. Maschio_X_AW

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.043$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.051 / 0.211 = 0.242$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 37 / 949 = 0.039$



Pareti afferenti campi Y e AX

Di seguito si riporta solo il risultato delle verifiche più significative in termini di α_0 . Per i dettagli sul calcolo condotto si rimanda all'Allegato della relazione di calcolo.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

02. Maschio_Y_AX

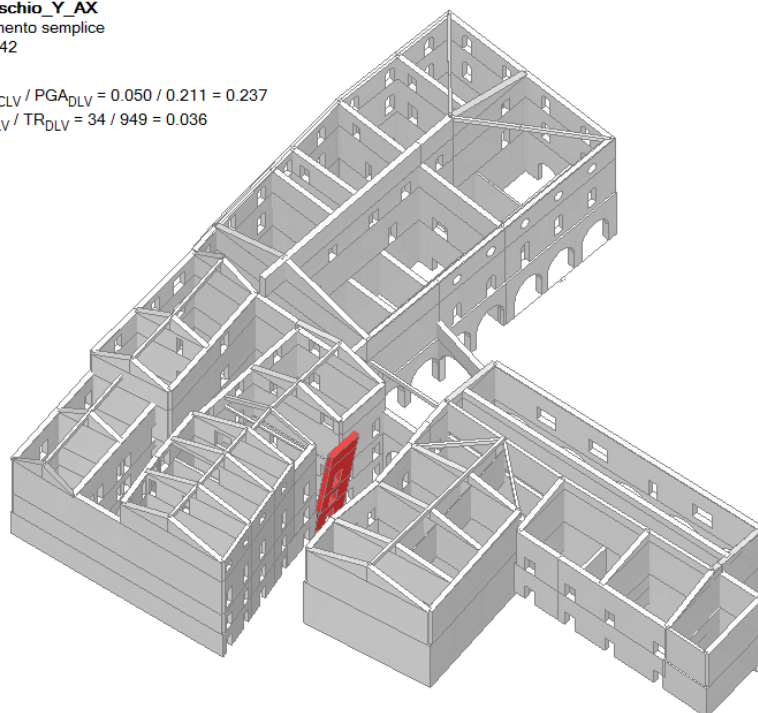
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.042$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.050 / 0.211 = 0.237$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 34 / 949 = 0.036$



Pareti afferenti campi Z e AY

Di seguito si riporta solo il risultato delle verifiche più significative in termini di α_0 . Per i dettagli sul calcolo condotto si rimanda all'Allegato della relazione di calcolo.

03. Maschio_Z_AY

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.038$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.045 / 0.211 = 0.213$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 26 / 949 = 0.027$



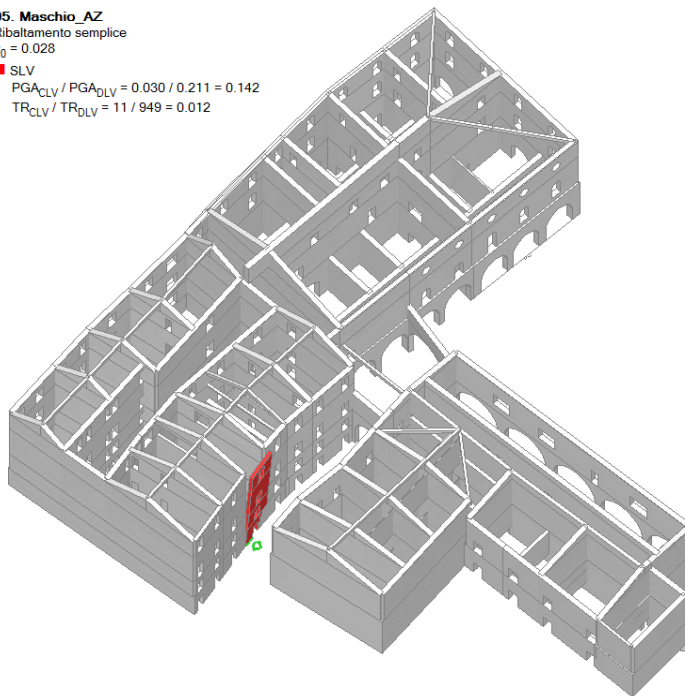
Pareti afferenti campo AZ

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Di seguito si riporta solo il risultato delle verifiche più significative in termini di α_0 . Per i dettagli sul calcolo condotto si rimanda all'Allegato della relazione di calcolo.

05. Maschio_AZ
Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.028$

■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.030 / 0.211 = 0.142$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 11 / 949 = 0.012$

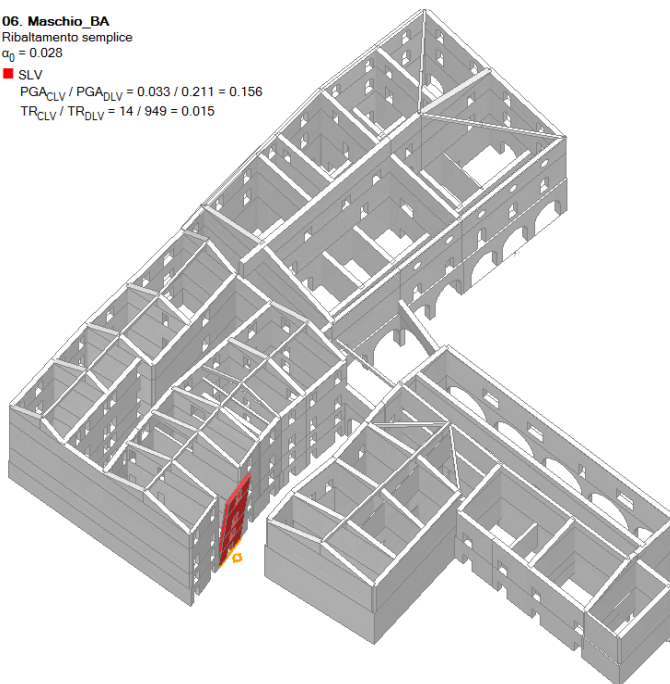


Pareti afferenti campo BA

Di seguito si riporta solo il risultato delle verifiche più significative in termini di α_0 . Per i dettagli sul calcolo condotto si rimanda all'Allegato della relazione di calcolo.

06. Maschio_BA
Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.028$

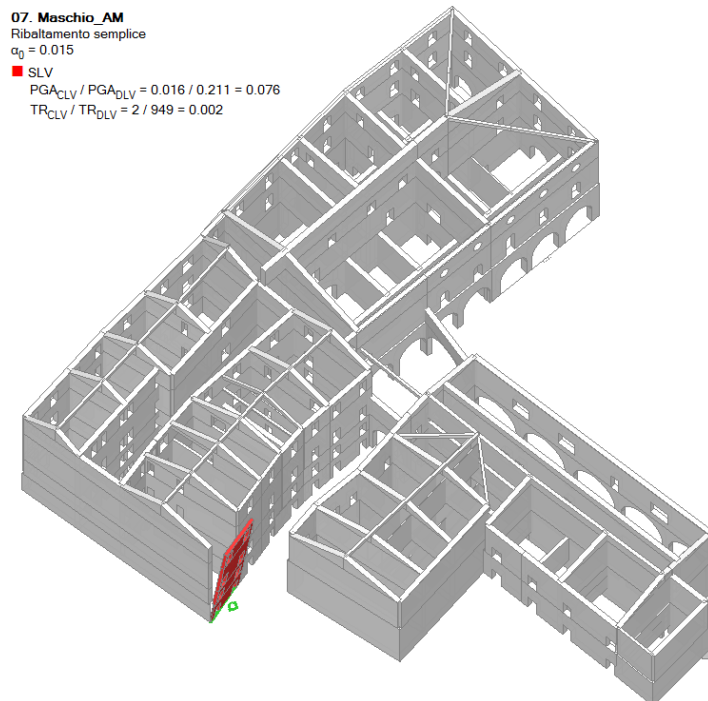
■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.033 / 0.211 = 0.156$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 14 / 949 = 0.015$



Pareti afferenti campo AM

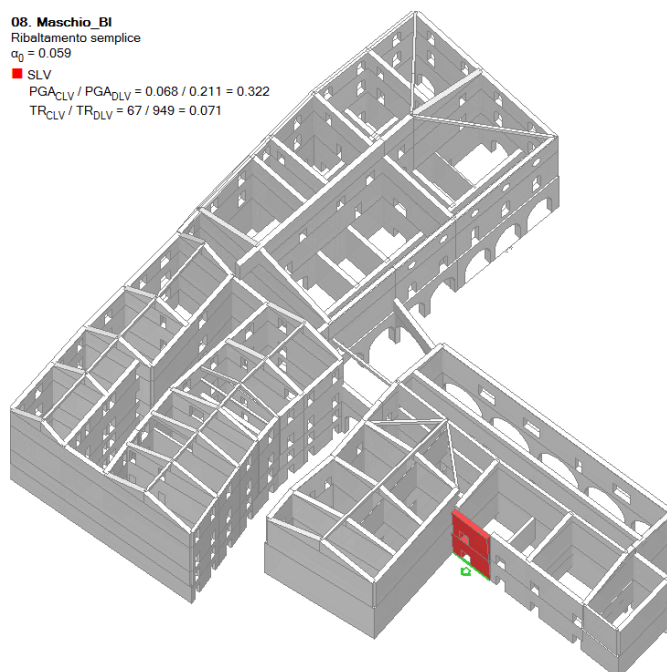
Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Di seguito si riporta solo il risultato delle verifiche più significative in termini di α_0 . Per i dettagli sul calcolo condotto si rimanda all'Allegato della relazione di calcolo.



Pareti afferenti campo BI

Di seguito si riporta solo il risultato delle verifiche più significative in termini di α_0 . Per i dettagli sul calcolo condotto si rimanda all'Allegato della relazione di calcolo.



Pareti afferenti campo BR

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Di seguito si riporta solo il risultato delle verifiche più significative in termini di α_0 . Per i dettagli sul calcolo condotto si rimanda all'Allegato della relazione di calcolo.

10. Maschio_BR
Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.052$

■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.059 / 0.211 = 0.280$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 49 / 949 = 0.052$

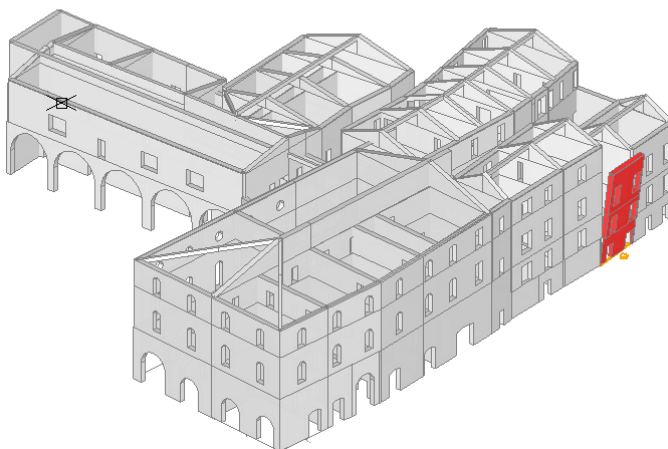


Pareti afferenti campo AD

Di seguito si riporta solo il risultato delle verifiche più significative in termini di α_0 . Per i dettagli sul calcolo condotto si rimanda all'Allegato della relazione di calcolo.

01. Maschio_AD
Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.015$

■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.016 / 0.211 = 0.076$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 3 / 949 = 0.003$

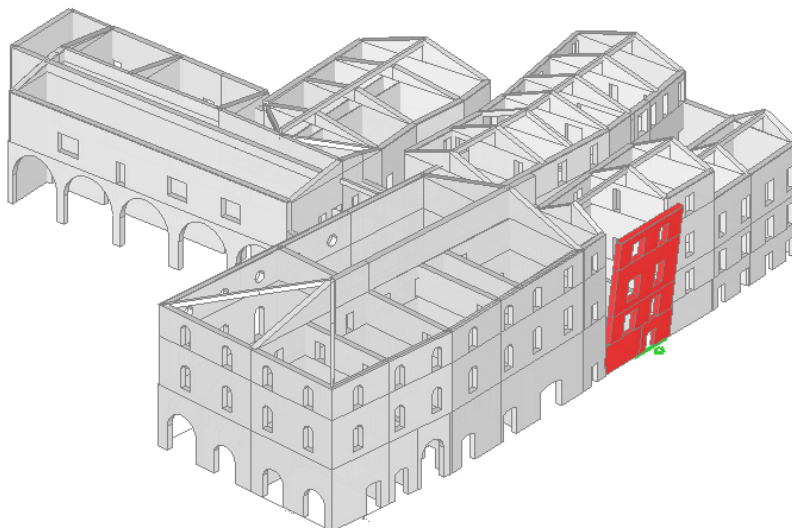


Pareti afferenti campo AU

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Di seguito si riporta solo il risultato delle verifiche più significative in termini di α_0 . Per i dettagli sul calcolo condotto si rimanda all'Allegato della relazione di calcolo.

02. Maschio_AU
Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.026$
■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.030 / 0.211 = 0.142$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 11 / 949 = 0.012$



12.5.2 Verifiche stato di progetto

Per inibire i meccanismi locali in precedenza analizzati si interviene realizzando la connessione tra i maschi murari, e tra di essi ed i solai interpiano attraverso l'inserimento di cordoli di piano in acciaio. Il cordolo in acciaio collega le murature tra di loro e con l'orizzontamento, favorendo un comportamento d'assieme e creando un vincolo all'espulsione od al ribaltamento dei pannelli murari. L'inserimento del cordolo di piano è stato concepito anche come parte di un intervento locale di consolidamento dei solai di calpestio.

Pareti afferenti campi X e AW, Y e AX, Z e AY

L'analisi dello stato di fatto ha evidenziato per tali pareti un valore dell' indicatore di rischio sismico molto simile. Per tali maschi murari si prevede di intervenire:

- Collegando i maschi murari ai solai del piano ammezzato e del secondo piano;
- Predisponendo catene in copertura secondo la disposizione indicata nell'elaborato 04IL.

Gli interventi su detti campi identificano nuovi possibili cinematismi : flessione verticale e ribaltamento dell'ultimo piano. Si riporta di seguito il risultato della verifica più significativa in termini di α_0 . Per i dettagli sul calcolo condotto si rimanda all'Allegato della relazione di calcolo.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

04. Maschio_Z_AY

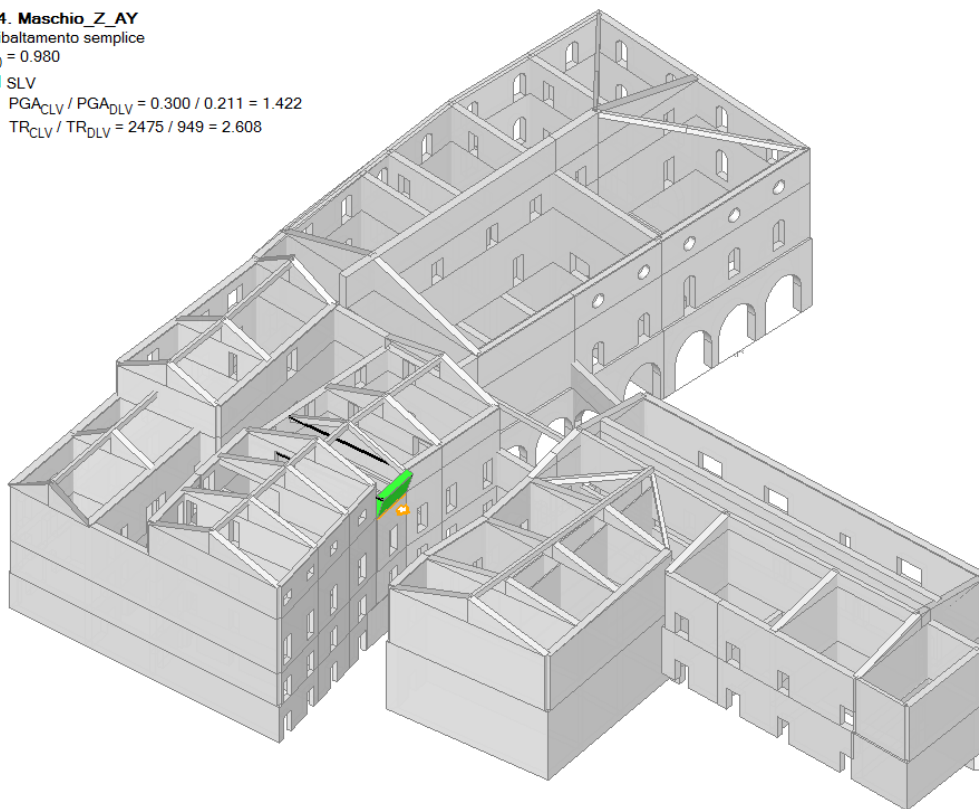
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.980$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.300 / 0.211 = 1.422$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$



05. Maschio_Z_AY_flex

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.400$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.300 / 0.211 = 1.422$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$



Pareti afferenti campo AZ ,BA e AM

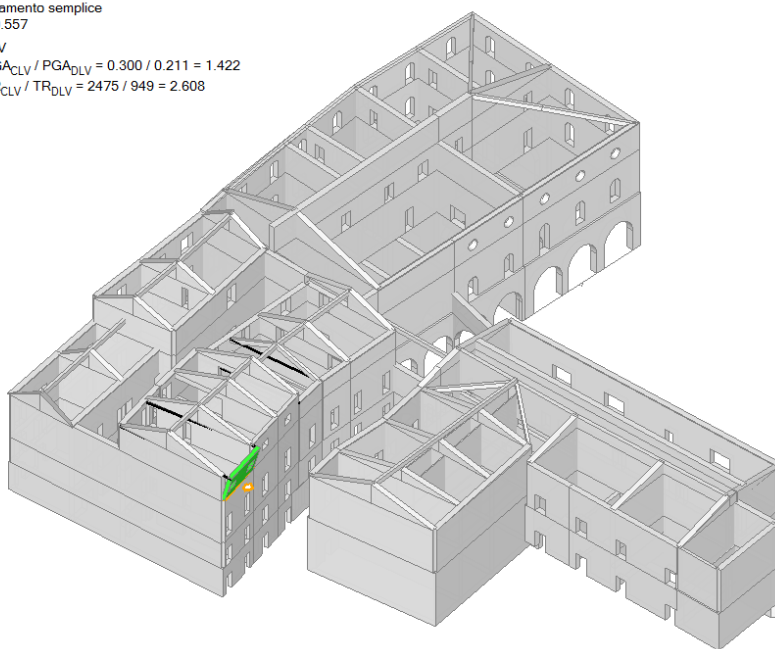
Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

Per tali maschi murari si prevede di intervenire:

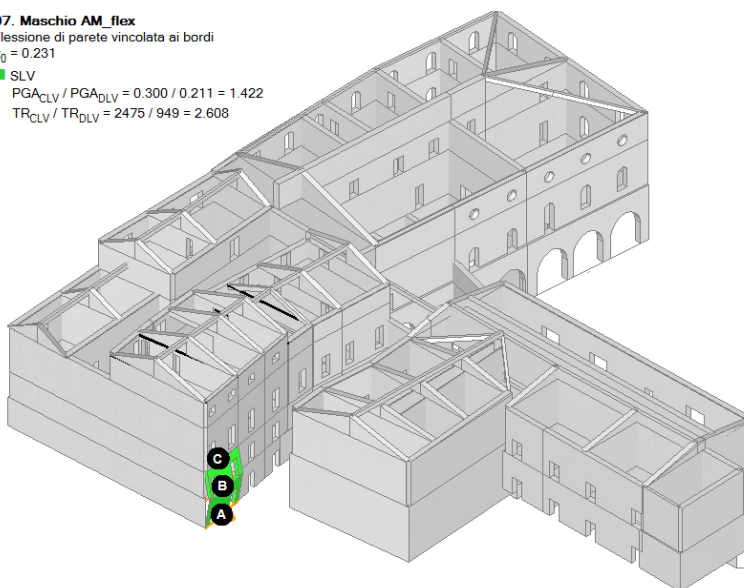
- Collegando i maschi murari ai solai del primo e del secondo piano;
- Predisponendo catene in copertura secondo la disposizione indicata nell'elaborato 04IL.

Gli interventi su detti campi identificano nuovi possibili cinematismi : flessione verticale e ribaltamento dell'ultimo piano. Si riporta di seguito il risultato della verifica più significativa in termini di α_0 . Per i dettagli sul calcolo condotto si rimanda all'Allegato della relazione di calcolo.

06. Maschio AM
Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.557$
■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.300 / 0.211 = 1.422$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$



07. Maschio AM_flex
Flessione di parete vincolata ai bordi
 $\alpha_0 = 0.231$
■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.300 / 0.211 = 1.422$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$



Pareti afferenti campo BI e BR

Per tali maschi murari si prevede di intervenire:

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

- Collegando i maschi murari al solaio del primo piano.
- Predisponendo catene in copertura secondo la disposizione indicata nell'elaborato 04IL.

Gli interventi su detti identificano nuovi possibili cinematismi : ribaltamento dell'ultimo piano. Si riporta di seguito il risultato della verifica più significativa in termini di α_0 . Per i dettagli sul calcolo condotto si rimanda all'Allegato della relazione di calcolo.

10. Maschio_BI

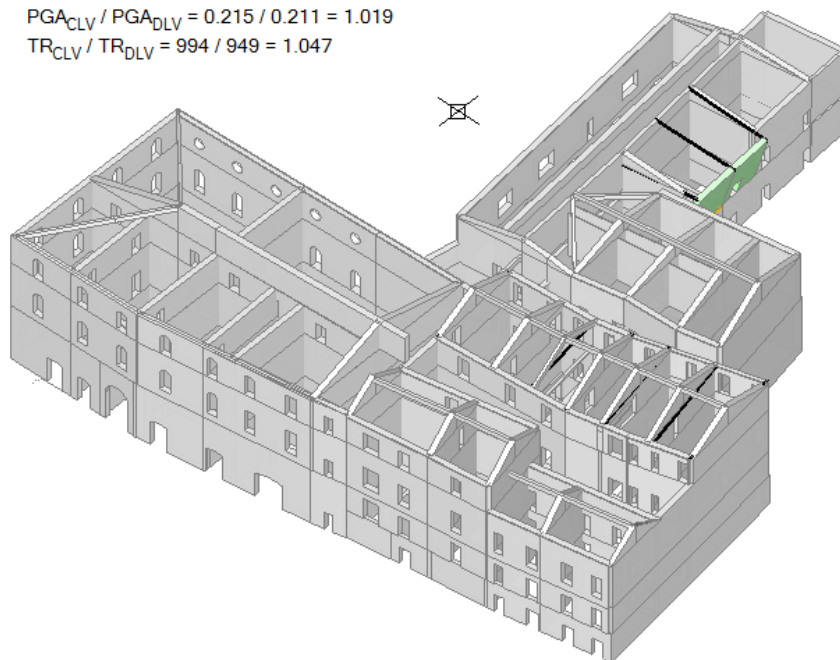
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.386$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.215 / 0.211 = 1.019$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 994 / 949 = 1.047$$



Pareti afferenti campo AD

L'analisi dello stato di fatto ha evidenziato per tali pareti un valore dell' indicatore di rischio sismico molto simile.

Per tali maschi murari si prevede di intervenire:

- Collegando i maschi murari al solaio del piano ammezzato.
- Predisponendo catene in copertura secondo la disposizione indicata nell'elaborato 04IL.

Gli interventi su detti identificano nuovi possibili cinematismi : flessione verticale e ribaltamento dell'ultimo piano. Si riporta di seguito il risultato della verifica più significativa in termini di α_0 . Per i dettagli sul calcolo condotto si rimanda all'Allegato della relazione di calcolo.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

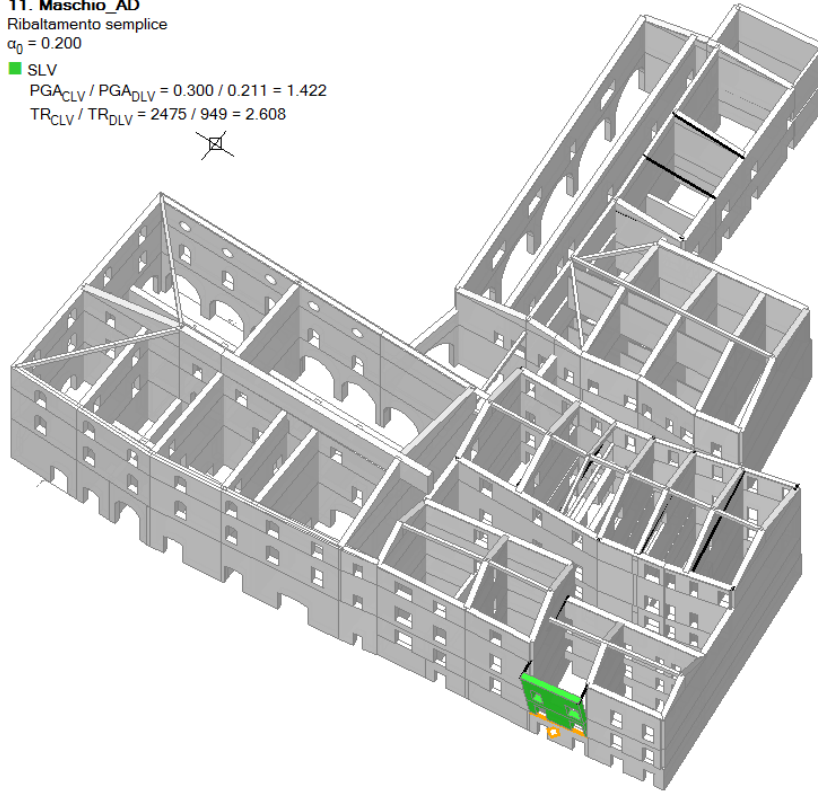
11. Maschio_AD

Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.200$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.300 / 0.211 = 1.422$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$



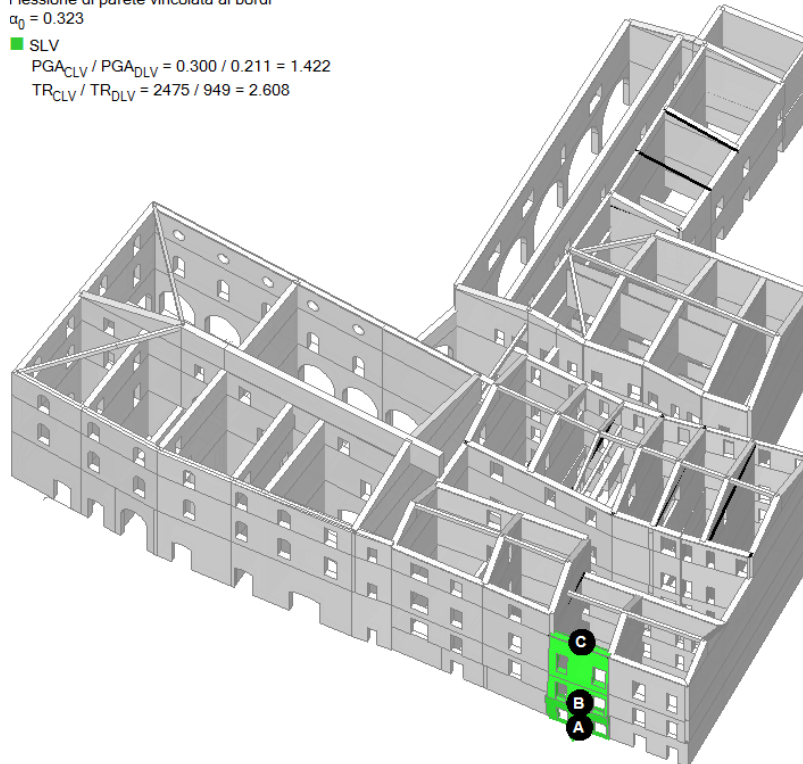
12. Maschio_AD flex

Flessione di parete vincolata ai bordi
 $\alpha_0 = 0.323$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.300 / 0.211 = 1.422$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$



Pareti afferenti campo AU

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

L'analisi dello stato di fatto ha evidenziato per tali pareti un valore dell' indicatore di rischio sismico molto simile.

Per tali maschi murari si prevede di intervenire:

- Collegando i maschi murari al solaio del piano primo.
- Predisponendo catene in copertura secondo la disposizione indicata nell'elaborato 04IL.

Gli interventi su detti identificano nuovi possibili cinematismi : flessione verticale e ribaltamento dell'ultimo piano.

Si riporta di seguito il risultato della verifica più significativa in termini di α_0 . Per i dettagli sul calcolo condotto si rimanda all'Allegato della relazione di calcolo.

13. Cinematismo

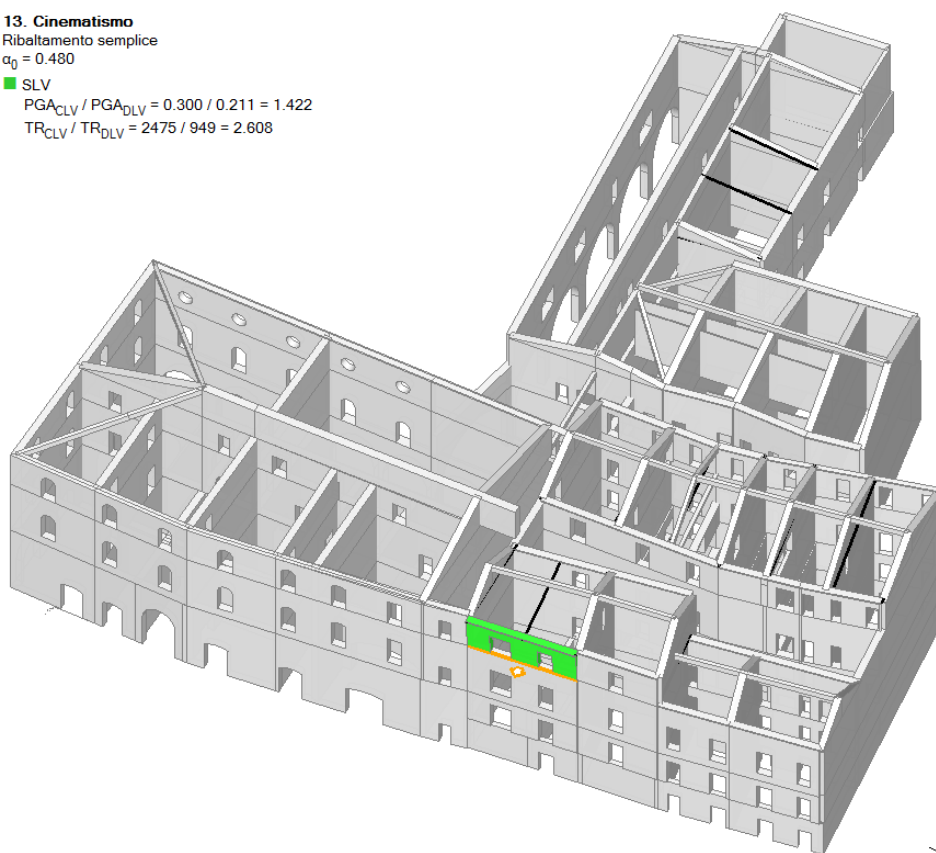
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.480$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.300 / 0.211 = 1.422$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$



Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

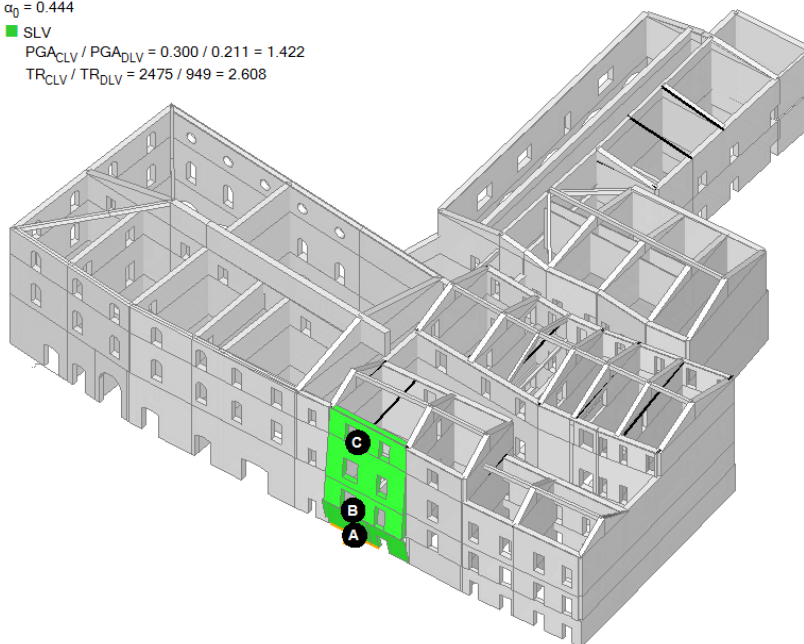
14. Maschio_AU flex

Flessione di parete vincolata ai bordi
 $\alpha_0 = 0.444$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.300 / 0.211 = 1.422$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$



12.6 DESCRIZIONE DELLA STRATEGIA DI INTERVENTO

Il progetto in esame si configura come progetto degli "Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale sita in Piazza del Popolo (RA)". Si comprende quindi che gli interventi proposti non permettono il raggiungimento dell'adeguamento sismico per l'intero complesso, ma determinano la riduzione delle maggiori carenze strutturali evidenziate a valle dell'analisi di vulnerabilità.

Dalla diesamina dello stato di fatto emergono le seguenti criticità:

- Presenza di alcune fessurazioni delle murature portanti, in maggioranza ubicate in corrispondenza dei prospetti, dei timpani della copertura e delle finestre;
- Presenza di lesioni sui pilastri, archi e le murature di Palazzo Merlato;
- Assenza di un comportamento scatolare per l'edificio;
- Situazioni di vulnerabilità degli elementi non strutturali;
- Inadeguatezza di alcuni orizzontamenti in termini di resistenza e di deformabilità.

La strategia progettuale si pone come obiettivo quello di definire gli interventi necessari a garantire un incremento di sicurezza nei confronti delle azioni orizzontali.

A tal fine sono previsti:

- interventi volti ad incrementare la resistenza dei maschi murari (scuci e cucì e ristilature armate);
- interventi di rinforzo per pilastri e archi di Palazzo Merlato;
- realizzazione di presidi nei confronti dell'attivazione dei meccanismi locali;

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

- interventi necessari all'eliminazione delle vulnerabilità degli elementi non strutturali in condizioni sismiche.

Lo studio dei meccanismi locali e la successiva ricerca degli interventi necessari alla riduzione del rischio sismico sono stati condotti individuando tra questi le maggiori criticità strutturali e proponendo, compatibilmente con la cifra del finanziamento a disposizione, i rinforzi più adeguati.

Nello specifico si è data priorità alla riduzione delle carenze strutturali per Palazzo Merlato e relativo ampliamento. Tale scelta è legata a due aspetti. Negli anni recenti Palazzetto Veneziano è stato già oggetto di interventi strutturali di rinforzo per alcuni solai e in copertura, interventi caratterizzati dalla realizzazione di cordoli di piano. Accanto a ciò la geometria stessa di palazzo Merlato e del relativo ampliamento prevede un piano di elevazione in più, il che li rende certamente più vulnerabili nei confronti dell'azione sismica.

Dall'analisi dei cinematismi condotti (si veda la Relazione di Calcolo e 12.5.1) è emersa l'inadeguatezza dell'edificio nei confronti delle azioni sismiche. Per ridurre tali problematiche si è stabilito di intervenire mediante:

- predisposizione di fasce verticali e di cordoli in materiale fibro-composito;
- realizzazione di un diaframma di piano per la copertura di palazzo Merlato;
- inserimento di catene in copertura sull'ampliamento di palazzo Merlato;
- realizzazione di connessione tra i maschi murari, e tra di essi ed i solai, mediante l'inserimento di cordoli di piano in acciaio.

Poiché la predisposizione dei cordoli di piano in acciaio connessi alle murature d'ambito richiede la parziale demolizione dei solai esistenti, si è deciso di ricostruire, sostituendo la soletta non armata (o massetto strutturale) con una soletta in calcestruzzo alleggerito armata, sanando in tal modo anche le eventuali carenze strutturali dei solai.

12.7 VERIFICA DELL'ASSENZA DI PROBLEMATICHE STATICHE DELLE MURATURE D'AMBITO AFFERENTI AI CAMPI DI SOLAIO BR, L, AM, BI

I pesi dei campi di solaio BR, L, AM e BI allo stato di fatto sono i seguenti:

Solaio	Gk1	Gk2	Gk1 + Gk2
Campo BR	0.82	2.94	3.75
Campo L	0.18	3.6	3.82
Campo AM	1.56	2.42	4.00
Campo BI	1.62	2.60	4.30

Per l'inibizione dei cinematismi relativi ai maschi afferenti a questi solai si prevede la realizzazione di un cordolo di piano. L'inserimento del profilo in acciaio e il suo collegamento alla muratura richiede la demolizione del massetto esistente e la sua successiva ricostruzione. Detti campi di solaio risultano tuttavia fortemente vulnerabili anche nei confronti dei carichi verticali, si decide pertanto di demolirli e ricostruirli prevedendo la sostituzione dei profili e la posa in opera di una nuova soletta collaborante in calcestruzzo alleggerito.

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

A seguito dei tale intervento il peso dei solai diventa:

Calpestio Piano Primo - Campo L, AM BR e BI: Solaio con Putrelle in Acciaio						
	Dimensioni (m)			P. Unit. (kN/m ³)	Peso Complessivo	
	larghezza	spessore	passo			
Putrelle in acciaio HEM 120			0.80	0.52	0.65	kN/m ²
Soletta in cls alleggerito	1.00	0.05	1.00	16.0	0.80	kN/m ²
Tavolato	1.00	0.03	1.00	7.0	0.21	kN/m ²
Peso proprio (G1)					1.66	kN/m²
Pavimentazione	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Massetto di allettamento	1.00	0.06	1.00	12.0	0.72	kN/m ²
Tramezzi	1.00	1.00	1.00	1.2	1.2	kN/m ²
Intonaco intradosso	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Controsoffitto	1.00	0.02	1.00	20.0	0.40	kN/m ²
Pesi permanenti e portati (G2)					3.12	kN/m²
Gk Solaio					4.78	kN/m²

Si osserva un leggero aumento di carico. Tale appesantimento tuttavia rappresenta per le murature un incremento del solo 3-4% dello sforzo normale, non determina quindi l'insorgere di alcuna problematica statica.

A titolo esemplificativo si riporta il calcolo dello sforzo normale al metro lineare agente sul maschio murario afferente al solaio L pre e post-intervento, evidenziando l'incremento percentuale subito.

Campo L- Carichi solai						
Luce [m]=		6.6				
Piano primo						
Solai:	Gk [kN/m2]=	5.23	Qk [kN/m2]=	3		
Peso Proprio:	t[m]=	0.5	gamma[kN/m3]=	18	H[m]=	5.99
Piano secondo						
Solai:	Gk [kN/m2]=	6	Qk [kN/m2]=	3		
Peso Proprio:	t[m]=	0.5	gamma[kN/m3]=	18	H[m]=	5.2
Copertura						
Solai:	Gk [kN/m2]=	1.6	Qk [kN/m2]=	1.2		
Peso Proprio:	t[m]=	0.5	gamma[kN/m3]=	18	H[m]=	3.82

Sforzo Normale per i setti afferenti al campo L	Pre intervento		
	Sommità	165.51	[kN/m]
	Base	219.42	[kN/m]

Interventi locali di miglioramento necessari alla mitigazione delle principali vulnerabilità della Residenza Municipale

	Post intervento		
	Sommità	171.86	[kN/m]
	Base	225.77	[kN/m]
	Variazione percentuale		
	Sommità	+4%	
	Base	+3%	

Pescara li Ottobre 2016

I Progettisti